



TUGAS AKHIR–RC14-1501

**ALTERNATIF PERENCANAAN PONDASI PADA
PEMBANGUNAN APARTEMEN 10 LANTAI DI
KAWASAN GUNUNG ANYAR SURABAYA**

HUSNUL AINI
NRP 3112 100 701

Dosen Pembimbing I
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, M.Sc, Ph. D

Dosen Pembimbing II
Dr. Yudhi Lastiasih, S.T., M.T.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR–RC14-1501

ALTERNATIF PERENCANAAN PONDASI PADA PEMBANGUNAN APARTEMEN 10 LANTAI DI KAWASAN GUNUNG ANYAR SURABAYA

HUSNUL AINI
NRP 3112 100 701

Dosen Pembimbing I
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, M.Sc, Ph. D

Dosen Pembimbing II
Dr. Yudhi Lastiasih, S.T., M.T.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT–RC14-1501

**ALTERNATIVE FOUNDATION DESIGN ON 10
STORIES APARTMENT CONSTRUCTION IN THE
REGION OF GUNUNG ANYAR SURABAYA**

HUSNUL AINI
NRP 3112 100 701

Supervisor I
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, M.Sc, Ph. D

Supervisor II
Dr. Yudhi Lastiasih, S.T, M.T.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

ALTERNATIF PONDASI PADA PERENCANAAN PEMBANGUNAN APARTEMEN 10 LANTAI DI KAWASAN GUNUNG ANYAR, SURABAYA

TUGAS AKHIR

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Geoteknik
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

Oleh:

Husnul Aini

NRP. 3112 100 701

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

- 1. Prof. Ir. Indrasurya BM, M.Sc, Ph.D** (Pembimbing I)
- 2. Dr. Yudhi Lastiasih, S.T, M.T** (Pembimbing II)

**SURABAYA
JANUARI, 2017**

ALTERNATIF PERENCANAAN PONDASI PADA
PEMBANGUNAN APARTEMEN 10 LANTAI DI KAWASAN
GUNUNG ANYAR SURABAYA

Nama : Husnul Aini
NRP : 3112 100 701
Jurusan : Teknik Sipil FTSP – ITS
Dosen Pembimbing I : Prof. Ir. Indrasurya BM, M.Sc, Ph.D
Dosen Pembimbing II : Dr. Yudhi Lastiasih, S.T, M.T

Abstrak

Perencanaan pembangunan apartemen 10 lantai di kawasan Gunung Anyar Surabaya berada diatas tanah lunak dengan tebal lapisan *compressible* sedalam 19 m dan memiliki kedalaman 30 meter untuk mencapai tanah keras. Dengan kondisi tanah tersebut, untuk merencanakan pondasi dangkal tanah akan mengalami pemampatan cukup besar sehingga perlu dilakukan perbaikan tanah menggunakan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD) jenis CeTeau Drain CT-D812 sedalam lapisan *compressible* dengan metode preloading sebelum bangunan didirikan. Sedangkan untuk perencanaan pondasi tiang pancang, tiang harus ditancapkan kedalam tanah hingga kedalaman 30 m.

Pada Tugas Akhir ini, pembangunan apartemen 10 lantai menggunakan perencanaan pondasi tiang pancang membutuhkan 92 buah tiang pancang yang berdiameter 80 cm, biaya material yang dibutuhkan pada perencanaan pondasi tiang ini adalah Rp 3.588.000.000.

Untuk perencanaan pondasi tikar dan pondasi KSLI dimodelkan dengan menggunakan elemen pelat dengan mengasumsikan tanah bersifat elastis dengan konstanta pegas sebagai perletakkannya sehingga mendapatkan pemampatan tanah yang merata, tebal pondasi yang direncanakan adalah 80 cm

dengan luas 25 x 27 m² biaya yang dibutuhkan untuk perencanaan pondasi tiang ini adalah Rp 1.454.807.400. Pada perencanaan pondasi KSSL dimensi rib pondasi terdiri atas 2 jenis, yaitu rib konstruksi berdimensi 50 x 150 cm² dan rib *settlement* berdimensi 80 x 150 cm² serta perencanaan tulangan tidak melebihi 0,5% dimensi pondasi. Untuk rongga-rongga diantara rib, diisi oleh tanah pilihan dengan derajat kepadatan 90% serta indeks plastisitas dibawah 30%. Harga yang dibutuhkan pada perencanaan pondasi KSSL adalah Rp. Rp. 1.874.072.537,-

Kata Kunci : *Perencanaan Apartemen, Perbaikan Tanah, Pondasi Tiang Pancang, Pondasi Tikar, Pondasi KSSL.*

**ALTERNATIVE FOUNDATION DESIGN ON 10 STORIES
APARTMENT CONSTRUCTION IN THE REGION OF
GUNUNG ANYAR SURABAYA**

Name : HusnulAini
NRP : 3112 100 701
Major : Civil Engineering FTSP – ITS
Thesis Adviser I : Prof. Ir. Indrasurya BM, M.Sc,Ph.D
Thesis Adviser II : Dr. Yudhi Lastiasih, S.T, M.T

Abstract

A 10-story apartment construction design in Gunung Anyar region, Surabaya are above on silt layer with a thick compressible layer as deep as 19 m and has a depth of 30 meters to reach hard soil. Considering the condition of the soil, planning a shallow foundation will encounter settlement is quite large so it is necessary to reinforcement the ground using installation of Prefabricated Vertical Drain (PVD) CeTeau Drain CT-D812 type as deep as compressible layer using the preloading method before the building is constructed. As for the pile foundation design, pile must be embedment into the soil to a depth of 30 m.

In this final project, the construction of a 10-story apartment using pile foundation design requires 92 of piles with a diameter of 80 cm, the cost of materials needed in this pile foundation design is Rp 3.588.000.000.

For the planning of the mat foundations and spider web foundation structure modeled using plate elements by assumption was elastic soil the soil is elastic with a spring constant as its base so the soil is evenly compressed, the designed thickness of foundation is 80 cm with an area of 25 x 27 m², the costs required for designing this pile foundation is Rp 1.454.807.400. On the spider web foundation structure design, rib foundation dimension

consists of two types, namely rib construction with a dimension of 50 x 150 cm² and rib settlement with a dimension of 80 x 150 cm². For cavities between rib, filled by selected soil with a degree of density of 90% and plasticity index below 30%, for this raft foundation design the reinforcement planned not to exceed 0.5% of foundation dimensions. The costs required in designing the spider web foundation structure is Rp. 1874072537, -

Keywords : *Apartment Design, Land Restoration, Pile Foundation, Raft Foundation, Spider Web Foundation Structure*

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah SWT karena atas berkah, karunia, rahmat dan hidayah-Nya sehingga laporan Tugas Akhir yang berjudul “Alternatif Perencanaan Pondasi pada Pembangunan Apartemen 10 Lantai di Kawasan Gunung Anyar, Surabaya” telah terselesaikan dengan baik. Laporan Tugas Akhir ini dibuat dengan tujuan untuk memenuhi syarat kelulusan.

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, penulis tidak berjalan sendirian. Banyak pihak yang telah membimbing, mengarahkan serta membantu proses pengerjaan Tugas Akhir ini hingga selesai. Maka dari itu dengan rasa hormat penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Bapak Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, M. Sc, Ph.D., selaku dosen pembimbing yang telah memberikan bimbingan hingga Tugas Akhir ini selesai.
2. Ibu Dr. Yudhi Lastiasih, S.T., M.T. selaku dosen pembimbing yang telah memberikan bimbingan hingga Tugas Akhir ini selesai.
3. Dr. Ir. Edijatno selaku dosen wali yang telah mengarahkan selama masa perkuliahan berlangsung.
4. Pihak Lab. Mekanika Tanah ITS selaku penyedia data perencanaan.
5. Teman-teman CSSMoRA ITS, keluarga besar Alhadiid, Sipil ITS 2012, yang telah memberi motivasi, bantuan, serta do'a dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.

Penulis telah mengerjakan Tugas Akhir ini dengan semaksimal mungkin, Semoga Tugas Akhir ini bisa memberikan manfaat, baik bagi penulis maupun bagi para pembaca. Penulis juga memohon maaf atas segala kekurangan yang ada dalam penulisan Tugas Akhir ini.

Surabaya, Januari 2017
Hormat Saya,
Penulis

DAFTAR ISI

Halaman Judul.....	i
Lembar Pengesahan.....	ii
Abstrak.....	iii
Abstract	v
Kata Pengantar	vii
Daftar Isi	viii
Daftar Gambar.....	x
Daftar Tabel	xiv

BAB I PENDAHULUAN 1

1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Perumusan Masalah	5
1.3. Tujuan	6
1.4. Batasan Masalah	7
1.5. Manfaat	8

BAB II TINJAUAN PUSTAKA 9

2.1. Karakteristik Tanah Lunak	9
2.2. Pemodelan Struktur	10
2.3. Perencanaan Pondasi Dalam	13
2.4. Perencanaan Poer.....	18
2.5. Perencanaan Pondasi Dangkal	20
2.6. Lendutan dan Defleksi	47
2.7. Timbunan Bertahap dan Besar Pemampatan.....	48

BAB III METODOLOGI	49
3.1. Pengumpulan Data.....	49
3.2. Studi Literatur.....	50
3.3. Analisis Data Tanah.....	50
3.4. Pemodelan Struktur	50
3.5. Perencanaan Pondasi	51
3.6. Estimasi Biaya	55
3.7. Kesimpulan.....	50
 BAB IV PEMBAHASAN.....	 61
4.1. Analisis Data Tanah.....	61
4.2. Pemodelan Struktur	65
4.3. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang	75
4.4. Perbaikan Tanah	95
4.5. Perencanaan Pondasi Tikar.....	108
4.6. Perencanaan Pondasi Konstruksi Sarang Laba-Laba	133
4.7. Estimasi Biaya	144
 BAB V PENUTUP.....	 149
9.1. Kesimpulan.....	149
9.2. Saran	150
 DAFTAR PUSTAKA	
DAFTAR LAMPIRAN	
BIODATA PENULIS	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta Lokasi Perencanaan Gedung Apartemen	1
Gambar 1.2	(a) Pemampatan Tanah yang Disebabkan Distribusi Beban yang Merata, (b) Pemampatan Tanah yang disebabkan Distribusi Beban yang Tidak Merata.....	4
Gambar 1.3	(a) Pemampatan Tanah yang Disebabkan Distribusi Beban Merata 3D, (b) Pemampatan Tanah yang Disebabkan Distribusi Beban yang Tidak Merata 3D.....	5
Gambar 2.1	Koefisien Variasi (f) untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral	16
Gambar 2.2	Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang menerima beban Lateral	17
Gambar 2.3.	Grafik Influence Factor I (NAVFAC DM-7, 1970).....	24
Gambar 2.4	Prinsip Pembebanan <i>Preloading</i> pada Pemampatan Tanah dengan Beban Awal $p_{f+s} > p_f$	27
Gambar 2.5	Pemasangan <i>vertical drain</i> pada kedalaman tanah yang <i>compressible</i>	31
Gambar 2.6	Pola Susun PVD Bujur Sangkar D = 1,13S...	32
Gambar 2.7	Equivalen Diameter untuk PVD.....	34
Gambar 2.8	Ilustrasi Asumsi Beban Merata	36
Gambar 2.9	Ilustrasi Pemampatan Tanah pada Beban yang Tidak Merata	38
Gambar 2.10	Jenis-jenis <i>Pondasi tika</i> yang lazim digunakan; (a) Pelat rata; (b) Pelat yang	

	ditebalkan di bawah kolom; (c) Balok dan pelat; (d) Pelat dengan kaki tiang; (e) Dinding ruangan bawah tanah sebagai bagian dari pondasi telapak.....	42
Gambar 2.11	Daerah Kritis untuk Geser Satu Arah.....	43
Gambar 2.12	Daerah Kritis untuk Geser Dua Arah	43
Gambar 2.13	Daerah Kritis Momen Lentur untuk Desain Penulangan.....	44
Gambar 2.14	Grafik Faktor Daya Dukung Tanah untuk keruntuhan geser menyeluruh (Terzaghi).....	45
Gambar 2.15	Desain Konstruksi Sarang Laba-Laba.....	46
Gambar 3.1	Skema Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir.....	56
Gambar 4.1	Grafik NSPT BH-1	62
Gambar 4.2	Pelat Tipe1 (700 x 500).....	68
Gambar 4.3	Pelat Tipe2 (500 x 500).....	71
Gambar 4.4	Kolom yang Ditinjau Sebagai Desain Awal	71
Gambar 4.5	Pemetaan Titik Perletakan	74
Gambar 4.7	Konfigurasi Pondasi 2 x 1	85
Gambar 4.8	Denah Poer Tipe 1	90
Gambar 4.9	Daerah <i>Critical Section</i>	91
Gambar 4.10	<i>Punch Section Area</i>	92
Gambar 4.11	<i>Critical Punching Shear</i>	94
Gambar 4.12	Bagian Kritis untuk Desai Lentur.....	94
Gambar 4.13	Grafik Hubungan Hinitial dan H final.....	100

Gambar 4.14	Grafik Hubungan Waktu Derajat Konsolidasi	104
Gambar 4.15	Pemodelan Stuktur apartemen.....	110
Gambar 4.16	Konfigurasi Beban untuk Menghasilkan	112
Gambar 4.17	Pemampatan Tanah Terkonsolidasi Lebih	116
Gambar 4.18	Pemodelan Pemampatan Merata	119
Gambar 4.19	Hasil Rekapitulasi Nilai Koefisien Pegas (k)	121
Gambar 4.20	Diagram Hasil Momen arah Melintang	123
Gambar 4.21	Diagram Hasil Momen arah Memanjang	124
Gambar 4.22	Denah Pondasi KSSL	134
Gambar 4.23	Hasil Momen arah melintang menggunakan Analisa SAP 2000.....	137
Gambar 4.24	Hasil Momen arah melintang menggunakan Analisa SAP 2000.....	138

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Korelasi N-SPT dan Konsistensi Tanah (untuk tanah dominan lanau dan lempung) ... 9
Tabel 2.2.	Variasi Faktor Waktu terhadap Derajat Konsolidasi (Braja M. Das, 1985)..... 26
Tabel 2.3	Ketentuan Perbedaan Penurunan..... 40
Tabel 2.4	Lendutan Ijin Maksimum yang Dihitung 48
Tabel 4.1	Konsistensi Tanah Dasar..... 63
Tabel 4.2	Parameter Tanah BH-1..... 64
Tabel 4.3	Besar Beban Mati yang Diterima Kolom 72
Tabel 4.4	Besar Beban Hidup yang Diterima Kolom.... 73
Tabel 4.5	Dimensi Elemen Struktur..... 73
Tabel 4.6	Reaksi Perletakan Pada Struktur Gedung dengan Kombinasi Beban Tidak Berfaktor (D+L)..... 75
Tabel 4.7	Perhitungan Daya Dukung Ijin (Aksial- Tekan) Tiang Pancang Berdasarkan Harga SPT 78
Tabel 4.8	Hasil Perhitungan Jumlah Tiang Pancang 81
Tabel 4.9	Kontrol Efisiensi Untuk Daya Dukung Tiang..... 83
Tabel 4.10	Hasil Kontrol Jumlah Tiang Pancang yang Bekerja Pada 1 Tiang Pancang..... 86
Tabel 4.11	Nilai H initial dan H final akibat Pemampatan Primer (Sc) 100
Tabel 4.12	Koefisien Konsolidasi akibat Aliran Air Pori arah Vertikal..... 101

Tabel 4.13	Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi untuk Pola Pemasangan PVD Segiempat dengan spasi 0,8 m.....	105
Tabel 4.14	Tegangan Total akibat Penimbunan Mencapai Hinitial pada U=100 %	107
Tabel 4.15	Perubahan Nilai Cu Akibat Penimbunan Mencapai Hinitial	108
Tabel 4.16	Besar Pemampatan Tanah Terkonsolidasi pada Titik 1 Lapisan 1.....	115
Tabel 4.17	Besar Total Pemampatan Sekunder pada Titik 1 Lapisan 1	118
Tabel 4.18	Diameter dan jumlah tulangan lentur pakai pada setiap elemen struktur	130
Tabel 4.19	Besar lebar retak yang terjadi pada seluruh elemen struktur	131
Tabel 4.20	Nilai defleksi pada balok induk lantai dasar arah x.....	132
Tabel 4.21	Nilai defleksi pada balok induk lantai dasar arah y.....	132
Tabel 4.22	Diameter dan jumlah tulangan lentur pakai pada setiap elemen struktur	141
Tabel 4.23	Besar lebar retak yang terjadi pada seluruh elemen struktur	143
Tabel 4.24	Nilai defleksi pada balok induk lantai dasar arah x.....	144
Tabel 4.25	Nilai defleksi pada balok induk lantai dasar arah y.....	144

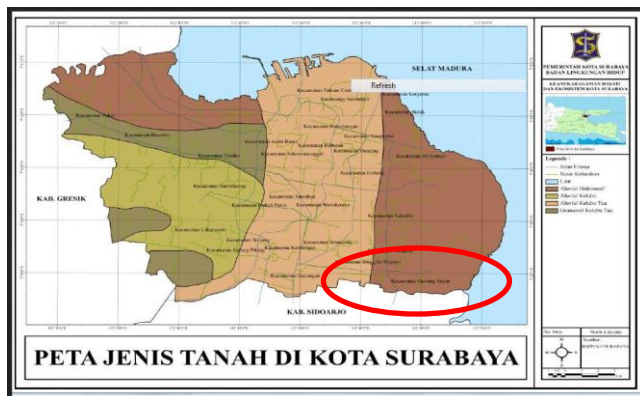
BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Permasalahan yang sering dihadapi pada konstruksi yang didirikan pada tanah lunak adalah rendahnya daya dukung tanah pada saat pembebanan pada konstruksi tersebut. Kandungan air yang tinggi pada tanah lunak dapat merenggangkan ikatan antar butir tanah sehingga daya dukung terhadap konstruksi yang didirikan di atasnya menjadi rendah. Selain itu, penurunan yang berlebihan dapat terjadi pada saat struktur dibebani. Salah satu solusi untuk permasalahan tersebut adalah dengan merencanakan alternatif pondasi atau memperbaiki kondisi tanah lunak.

Tanah kota Surabaya memiliki 4 macam jenis tanah antara lain: alluvial hidromorf, alluvial kelabu, alluvial kelabu tua, dan grumosol kelabu tua, pemetaan tanah di kota Surabaya dapat kita lihat pada **Gambar 1.1** dibawah ini.



Gambar 1.1 Peta lokasi perencanaan gedung apartemen

Kawasan Gunung Anyar merupakan salah satu daerah Surabaya yang memiliki kondisi tanah alluvial hidromorf, dimana kondisi jenis tanah ini memiliki tekstur kondisi tanah yang sangat lunak. Dengan kondisi tanah yang sangat lunak tersebut untuk melakukan pembangunan apartemen tersebut perlu adanya perencanaan pondasi yang mampu menopang beban struktur yang diterima tanah. Oleh sebab itu penulis merencanakan beberapa alternatif pondasi pada pembangunan apartemen ini yang nantinya akan dipilih perencanaan pondasi yang optimum.

Pada perencanaan pondasi ini, penulis merencanakan pondasi dalam dan pondasi dangkal. Untuk perencanaan pondasi dalam, penulis menggunakan pondasi tiang dengan pemancangan hingga kondisi tanah keras sehingga beban yang menumpu pada kolom disalurkan kepondasi tiang hingga menumpu ke tanah keras. Sedangkan pada perencanaan pondasi dangkal direncanakan pondasi tika dan pondasi Konstruksi Sarang Laba-Laba (KSLL), untuk perencanaan pondasi dangkal ini perlu adanya perbaikan tanah untuk memperkecil pemampatan yang terjadi setelah perencanaan pondasi dangkal dilakukan.

Perbaikan tanah dasar dilakukan dengan menggunakan metode *preloading* sehingga menghasilkan tinggi timbunan awal dan besar pemampatan yang sesuai dengan tinggi timbunan akhir yang direncanakan, perhitungan nilai-nilai tersebut didapat berdasarkan (Mochtar, 2000). Untuk menanggulangi waktu pemampatan tanah perlu di lakukan perbaikan tanah menggunakan Prefabricated Vertical Drain (PVD) sebelum bangunan didirikan. Dengan adanya perbaikan tanah menggunakan PVD (*Prefabricated Vertikal Drain*), waktu pemampatan primer menjadi lebih pendek yaitu terjadi dalam

mingguan sampai dengan bulanan saja, sehingga terjadinya pemampatan sekunder menjadi lebih awal. Oleh sebab itu pemampatan sekunder perlu diperhitungkan.

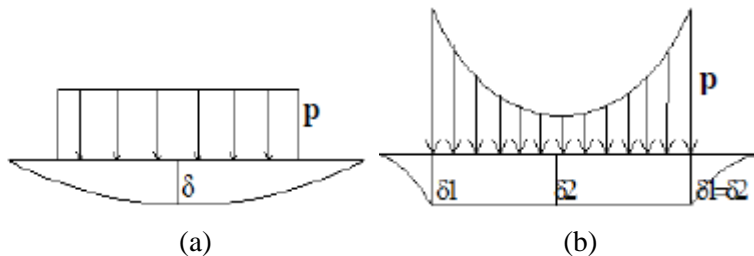
Dalam Das (1985), pemampatan primer adalah pemampatan yang terjadi pada tanah akibat keluarnya air pori dari dalam pori tanah akibat adanya penambahan beban dipermukaan tanah atau bisa diartikan sebagai perubahan tekanan air pori. Sedangkan pemampatan sekunder dapat didefinisikan sebagai pemampatan yang terjadi setelah pemampatan primer tanpa adanya perubahan air pori. Pemampatan sekunder yang berlangsung merupakan pemampatan rangkak (*creep*) dari tanah karena perubahan matrix tanah secara lambat laun akibat adanya penambahan beban pada tanah seperti yang dijelaskan oleh Alihudien dan Mochtar (2009).

Pada perencanaan pondasi dangkal pada tugas Akhir ini adalah menggunakan pondasi tika dan pondasi KSL, perbedaan mendasar pada pondasi tika dan KSL adalah:

1. Pondasi tika merupakan pondasi tapak yang menumpu lebih dari satu kolom
2. Pondasi KSL merupakan perpaduan pondasi plat beton pipih menerus yang di bawahnya dikakukan oleh rib-rib tegak yang pipih tinggi dan sistem perbaikan tanah di antara rib-rib.

Asumsi Winkler (1867) perhitungan perencanaan pondasi diatas tanah lunak menggunakan perhitungan secara numerik, dimana tanah dianggap sebagai pegas elastis dengan anggapan pembebanan yang merata akan menghasilkan penurunan yang merata. Sedangkan menurut Zeewaert (1983) bahwa beban merata

diatas media elastis akan menghasilkan penurunan tidak merata dan penurunan merata hanya dihasilkan untuk beban tidak merata seperti pada **Gambar 1.2**. konfigurasi beban tak merata ini sangat tergantung dari sifat tanahnya.



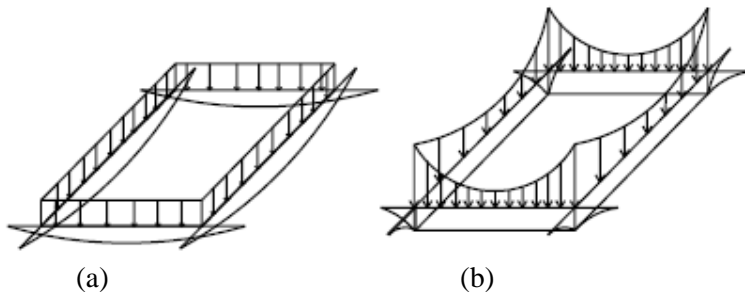
Gambar 1.2 (a) Pemampatan Tanah yang Disebabkan Distribusi Beban yang Merata (Sumber : Lastiasih dan Mochtar, 2004), (b) Pemampatan Tanah yang Disebabkan Distribusi Beban yang Tidak Merata (Sumber : Lastiasih dan Mochtar, 2004)

Menurut Lastiasih dan Mochtar (2004), konsep suatu gedung berpondasi dangkal berdiri di atas tanah lunak tanpa mengalami kerusakan yang berarti, gedung tersebut haruslah memenuhi beberapa persyaratan berikut:

- Gedung harus cukup kaku untuk melawan perbedaan penurunan (differential settlement) sehingga hampir tidak ada differential settlement pada tanah akibat konsolidasi tanah dasar. Jadi konsolidasi tanah yang diakibatkan oleh berat gedung adalah praktis merata (uniform).
- Gedung tersebut haruslah mengakibatkan reaksi perlawanan tanah yang tidak merata sedemikian rupa sehingga dihasilkan penurunan konsolidasi yang merata seperti pada **Gambar 1.2.b**.
- Jumlah reaksi total tanah dasar haruslah sama dengan berat gedung. Jadi $\int = WdA$. berat gedung.

- d. Memenuhi toleransi differential settlement untuk bangunan beton (dapat dilihat pada bab Tinjauan Pustaka).

Bila gedung yang relatif kaku tersebut berada di atas permukaan tanah yang mengadakan reaksi perlawanan p_i dan mengalami penurunan konsolidasi $\delta_i = S_{ci}$, maka kondisi tersebut dapat dianggap sama saja dengan asumsi gedung berada di atas suatu kumpulan pegas dengan harga konstanta pegas, k_i , yang tidak merata yaitu $k_i = (p_i \cdot \Delta A_i) / \delta_i$; atau $k_i = p_i / \delta_i$ bila $\Delta A_i = 1 \text{ m}^2$. **Gambar 1.3** dibawah ini merupakan ilustrasi pemampatan tanah yang disebabkan beban 3 dimensi.



Gambar 1.3 (a) Pemampatan Tanah yang Disebabkan Distribusi Beban Merata 3D, (b) Pemampatan Tanah yang Disebabkan Distribusi Beban yang Tidak Merata 3D (Sumber : Sari dan Mochtar, 2008)

Dengan menggunakan perhitungan berdasarkan konsep gedung berpondasi dangkal yang berdiri diatas tanah lunak menurut Lastiasih dan Mochtar (2004), penulis membandingkan perencanaan pondasi dangkal tersebut dengan pondasi dalam untuk mendapatkan pondasi yang paling optimum digunakan.

1.2. Perumusan Masalah

Rumusan dari masalah berdasarkan latar belakang diatas adalah sebagai berikut:

1. Bagaimanakah pemodelan struktur pada pembangunan apartemen 10 lantai?
2. Berapa jumlah tiang pancang yang akan dipakai dalam perencanaan pembangunan apartemen 10 lantai di kawasan gunung Anyar Surabaya?
3. Bagaimanakah perencanaan perbaikan tanah sebelum direncanakan pondasi dangkal?
 - a. berapakah tinggi inisial yang dipakai untuk perbaikan tanah menggunakan metode *preloading* sehingga mendapatkan elevasi tanah yang direncanakan?
 - b. berapakah besar pemampatan yang terjadi untuk mendapatkan elevasi tanah yang direncanakan?
 - c. berapakah jumlah PVD yang akan dipakai untuk mempercepat pemampatan primer?
4. Bagaimana mendapatkan struktur gedung kaku yang dapat dibangun di atas tanah lunak pada perencanaan pondasi dangkal (pondasi tikar dan pondasi KSSL) menggunakan metode perhitungan Mochtar 2000?
5. Berapakah biaya material yang dikeluarkan pada tiap pondasi yang direncanakan?

1.3. Tujuan

Berdasarkan rumusan masalah diatas, maka tujuan dari perencanaan alternatif pondasi di kawasan Gunung Anyar, Surabaya adalah sebagai berikut :

1. Mengetahui bentuk pemodelan struktur pada pembangunan apartemen 10 lantai.
2. Mengetahui jumlah tiang pancang yang akan dipakai dalam perencanaan pembangunan apartemen 10 lantai di kawasan gunung Anyar Surabaya.
3. Mengetahui perencanaan perbaikan tanah sebelum direncanakan pondasi dangkal.
 - a. Tinggi inisial yang dipakai untuk perbaikan tanah menggunakan metode *preloading* sehingga mendapatkan elevasi tanah yang direncanakan.
 - b. Besar pemampatan yang terjadi untuk mendapatkan elevasi tanah yang direncanakan
 - c. Jumlah PVD yang akan dipakai untuk mempercepat pemampatan primer..
4. Mengetahui cara mendapatkan struktur gedung kaku yang dapat dibangun di atas tanah lunak pada perencanaan pondasi dangkal (pondasi tikar dan pondasi KSSL) menggunakan metode perhitungan Mochtar 2000.
5. Mengetahui biaya material yang dikeluarkan pada tiap pondasi yang direncanakan.

1.4. Batasan Masalah

Batasan dari masalah yang di angkat pada tugas akhir ini adalah:

1. Perencanaan pondasi untuk bangunan 10 lantai yang difungsikan sebagai apartemen dengan luasan 25 x 37 m².

2. Perencanaan pada tugas akhir ini hanya merencanakan desain pondasi tanpa merencanakan metode pelaksanaan di lapangan mengenai perbaikan tanah tersebut.
3. Perhitungan anggaran biaya hanya dihitung berdasarkan material pondasi yang direncanakan pada bangunan apartemen tersebut.

1.5. Manfaat

Manfaat dari perencanaan alternatif pondasi pada penulisan tugas akhir ini adalah untuk menentukan penggunaan pondasi yang optimum berdasarkan harga material pada kasus perencanaan pondasi pada bangunan 10 lantai.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Karakteristik Tanah Lunak

Tanah adalah kumpulan agregat/ butiran mineral alami yang bisa dipisahkan oleh suatu cara mekanik bila agregat tersebut diaduk dalam air. Tanah terdiri dari kumpulan mineral, bahan organik, dan endapan-endapan yang relatif lepas (*loose*) yang terletak diatas batuan dasar (*bad rock*). Menurut K. Terzaghi, tanah terdiri dari butiran-butiran material hasil pelapukan massa batuan *massive*, dimana ukuran butirannya bisa sebesar bongkahan, berangka, kerikil, pasir, lanau, lempung, dan kontak butirnya tidak tersementasi termasuk bahan organik.

Lapisan tanah yang disebut sebagai lapisan tanah yang lunak adalah lempung (*clay*) atau lanau (*silt*) yang mempunyai harga penetrasi standar (SPT) *N* yang lebih kecil dari 4; atau tanah organik seperti gambut yang mempunyai kadar air alamiah yang sangat tinggi. Selain itu terdapat korelasi antara *N*-SPT dengan jenis konsistensi tanah yang lain seperti dijelaskan pada **Tabel 2.1**

Tabel 2.1 Korelasi *N*-SPT dan Konsistensi Tanah (untuk tanah dominan lanau dan lempung)

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, <i>Cu</i>		Taksiran harga SPT, harga <i>N</i>	Taksiran harga tahanan conus, <i>qc</i> (dari Sondir)	
	kPa	ton/m ²		kg/cm ²	kPa
Sangat lunak (very soft)	0 – 12.5	0 – 1.25	0 – 2.5	0 – 10	0 – 1000
Lunak (soft)	12.5 – 25	1.25-2.5	2.5 – 5	10 – 20	1000 – 2000
Menengah (medium)	25 – 50	2.5 – 5.0	5 – 10	20 – 40	2000 – 4000
Kaku (stiff)	50 – 100	5.0 – 10	10 – 20	40 – 75	4000 – 7500
Sangat kaku (very stiff)	100-200	10 – 20	20 – 40	75 –150	7500 – 15000
Keras (hard)	>200	>20	>40	>150	>15000

(Sumber : Mochtar,2006; revised,2012)

Tanah lempung merupakan jenis tanah berbutir halus dengan ukurannya $< 2\mu$ atau $< 5\mu$ (Mochtar dan Mochtar, 1988). Tanah lempung merupakan tanah kohesif yang memiliki:

1. Nilai kadar air berkisar antara 30% – 50 % pada kondisi jenuh air.
2. Angka pori berkisar antara 0,9 sampai dengan 1,4 (Braja M.Das, 1985).
3. Berat volume berkisar antara $0,9 \text{ t/m}^3$ sampai dengan $1,25 \text{ t/m}^3$ (Braja M.Das, 1985) .
4. *Spesific Gravity* rata – rata berkisar antara 2,70 sampai dengan 2,90.

Tanah lempung memiliki gaya geser yang kecil, kemampuan yang besar, dan koefisien permeabilitas yang kecil. Nilai kekuatan geser tanah lempung lunak ditentukan dari ikatan butiran antar partikel tanah. Tanah lempung lunak merupakan tanah lunak yang mempunyai kadar air yang bervariasi. Apabila tanah lempung lunak diberi beban melampaui daya dukung kritisnya, maka secara langsung akan terjadi pemampatan pada rongga antar partikel tanah dalam jangka waktu yang cukup lama.

Dari permasalahan di atas, secara teknis tanah lempung bersifat kurang menguntungkan untuk mendukung suatu pekerjaan konstruksi. Hal ini seringkali menjadi kendala dalam pelaksanaan suatu pekerjaan konstruksi.

2.2. Pemodelan Struktur

Dalam tugas akhir ini perlu dilakukan permodelan struktur gedung perkantoran Coral Triangle Initiative menggunakan program bantu SAP 2000 untuk mendapatkan besarnya reaksi perletakan. Permodelan struktur yang dilakukan sesuai dengan keadaan di lapangan. Sedangkan untuk pembebanan mengikuti Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung tahun 1983 dan juga SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

2.2.1. Perancangan Dimensi Balok Induk

Menurut *SNI 2847-2013 pasal 9.5.2.2* pada tabel 9.5 a, balok pada dua tumpuan sederhana memiliki tebal minimum (bila lendutan tidak dihitung) :

$$h_{min} = \frac{L}{16} \quad (2.1)$$

Nilai tersebut digunakan untuk komponen struktur dengan beton normal ($w_c = 2400 \text{ kg/m}^3$) dan tulangan BJTD 40.

2.2.2. Perancangan Dimensi Balok Anak

Untuk dimensi balok anak, menggunakan rumus yang berlaku pada perancangan balok induk atau diambil dari 2/3 dari dimensi balok induk.

2.2.3. Perancangan Ketebalan Pelat

Perhitungan ketebalan pelat berdasarkan *SNI 2847-2013 pasal 9.5.3.3* dimana :

- Untuk $\alpha_m \leq 0,2$ menggunakan pasal 9.5.3.2
- Untuk $0,2 < \alpha_m < 2$ ketebalan minimum plat harus

memenuhi
$$h_1 = \frac{L_n \times \left[0.8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 5\beta[\alpha_m - 0.2]} \quad (2.2) \text{ dan tidak boleh}$$

kurang dari 120 mm

- Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan minimum plat harus memenuhi

$$h_2 = \frac{L_n \times \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (2.3) \text{ dan tidak boleh kurang dari 90}$$

mm

L_n = Panjang bentang bersih

S_n = Lebar bentang bersih

f_y = Tegangan Leleh Baja

β = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

α_m = Nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi – tepi dari suatu panel

Harga α_m didapat dari:

$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{plat} I_{plat}} \quad (2.4)$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3 \quad (2.5)$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} \quad (2.6)$$

$$I_{plat} = Ly \times \frac{hf^3}{12} \quad (2.7)$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{h_f}{h_w} \right) x \left[4 - 6 \left(\frac{h_f}{h_w} \right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{h_f}{h_w} \right)} \quad (2.8)$$

Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok:

Nilai be :

$$be = 1/4 Ly \quad (2.9)$$

$$be = bw + 8hf \quad (2.10)$$

dari kedua nilai be tersebut diambil yang terkecil.

2.2.4. Perancangan Dimensi Kolom

Adapun rumus yang digunakan untuk merancang dimensi kolom berdasarkan *SNI 2847-2013 pasal 21.3.5.6* :

$$F'c = \frac{N_{uk}}{A} \quad (2.11)$$

$$F'c = \frac{1}{3} f'c \quad (2.12)$$

Dimana :

N_{uk} = Beban aksial yang diterima kolom (kg)

A = Luas penampang kolom (cm²)

$F'c$ = Tegangan ijin (kg/cm²)

$f'c$ = Kuat tekan beton (kg/cm²)

2.2.5. Menghitung Pembebanan Struktur

Pembebanan dikelompokkan menjadi dua macam sesuai dengan arah gaya yang diterima:

2.2.6. Beban Vertikal

Terdiri dari :

- a. Beban Mati (*PPIUG 1983*).
- b. Beban Hidup (*PPIUG 1983*).

2.2.7. Beban Horizontal

Terdiri dari beban gempa (*SNI-1726-2012*).

2.2.8. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diatur dalam *SNI 2847-2013*

pasal 9.2

$$U = 1,4D \quad (2.13)$$

$$U = 1,2D + 1,6L \quad (2.14)$$

$$U = 1,2D + 1,0L \pm 1,0E \quad (2.15)$$

$$U = 0,9D \pm 1,0E \quad (2.16)$$

2.3. Perencanaan Pondasi Dalam

2.3.1. Perencanaan Tiang Pancang

Perencanaan perhitungan pondasi tiang pancang memiliki beberapa metode perhitungan daya dukungnya, pada perencanaan tiang pancang pada tugas akhir ini menggunakan metode berdasarkan data SPT (N).

2.3.2. Daya Dukung Tanah Berdasarkan Hasil *Standard Penetration Test*

Data SPT (Standard Penetration Test) dari lapangan tidak langsung dapat digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi dahulu terhadap data SPT asli, sebagai berikut:

1. Koreksi Terhadap Muka Air Tanah

Khusus untuk tanah pasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:

- a. Terzaghi & Peck, 1960

$$N_1 = 15 + \frac{1}{2} (N - 15) \quad (2.17)$$

b. Bazaraa, 1967

$$N_1 = 0,6 N \quad (2.18)$$

Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil dari persamaan 2.17 dan 2.18 tersebut. Untuk jenis tanah lempung, lanau dan pasir kasar dan bila $N \leq 15$, tidak ada koreksi. Jadi $N_1 = N$

2. Koreksi Terhadap Overburden Pressure Dari Tanah

Hasil dari koreksi 1 (N_1) dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah dimana harga N tersebut didapatkan (tekanan vertikal efektif = overburden pressure).

Bila $p_0 \leq 7,5 \text{ ton/m}^2$, maka:

$$N_2 = \frac{4N_1}{1+0,4p_0} \quad (2.19)$$

Bila $p_0 > 7,5 \text{ ton/m}^2$, maka:

$$N_2 = \frac{4N_1}{3,25+0,1p_0} \quad (2.20)$$

Apabila p_0 dalam kPa = kN/m², maka perumusannya menjadi:

Bila $p_0 \leq 7,5 \text{ kPa}$ atau $p_0 \leq 0,75 \text{ ton/m}^2$, maka :

$$N_2 = \frac{4N_1}{1+0,4p_0} \quad (2.21)$$

Bila $p_0 > 7,5 \text{ kPa}$ atau $p_0 > 0,75 \text{ ton/m}^2$, maka:

$$N_2 = \frac{4N_1}{3,25+0,1p_0} \quad (2.22)$$

Perlu diperhatikan , harga N_2 harus $\leq 2 N_1$, bila dari koreksi didapat $N_2 > 2 N_1$ dibuat $N_2 = 2 N_1$

2.3.3. Daya dukung menggunakan perumusan Meyerhof

Untuk perhitungan daya dukung tanah untuk tiang pancang menggunakan perumusan Meyerhof adalah sebagai berikut:

$$Q_{ult} = Cn.A_{ujung} + \sum C_{li}.A_{si} \quad (2.23)$$

Dimana:

C_{li} = hambatan geser selimut tiang pada segmen I (fsi)
 A_{si} = luas selimut tiang pada segmen ke i = $O_i \times h_i$
 O_i = keliling tiang
 $C_{n_{ujung}}$ = 40 N
 N = harga rata-rata N_2 pada 4D di bawah ujung sampai dengan 8D di atas ujung tiang
 C_{li} = fsi di mana:
 $N/2 \text{ ton/m}^2$ untuk tanah lempung atau lanau
 $N/5 \text{ ton/m}^2$ untuk tanah pasir
 Q_{ijin} = Q_{ult}/SF
 Dengan SF yang digunakan adalah 3.

2.3.4. Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok

Untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien efisiensi (η). Daya dukung pondasi kelompok menurut Seiler-Keeney *Formula* menggunakan persamaan

$$(Eff) = 1 - \left\{ 1 - \left(\frac{36s}{75S^2 - 7} \right) \times \left(\frac{(m+n-2)}{m+n-1} \right) \right\} + \frac{0,3}{m+n} \quad (2.24)$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

Sehingga besar daya dukung tiang kelompok adalah

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times ef \quad (2.25)$$

2.3.5. Kontrol beban Maksimum 1 Tiang Pancang

untuk menghitung besarnya beban maksimum 1 tiang pancang dapat menggunakan **persamaan 2.26**:

$$P_{\max} = \frac{Pu}{n} \times \frac{My.X_{\max}}{\sum X^2} + \frac{Mx.Y_{\max}}{\sum Y^2} \quad (2.26)$$

1. pondasi tiang pancang diameter 80 cm menghasilkan Q ijin sebesar 140,28 ton. Nilai dari P_{\max} harus lebih kecil dari Q_{ijin} tiang pondasi.

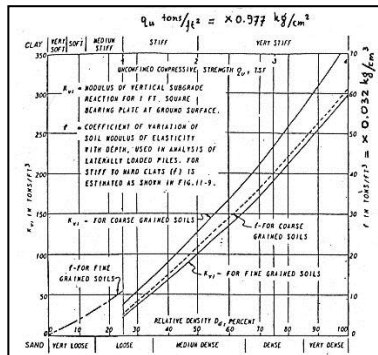
2.3.6. Ketahanan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral

Selain didesain mampu menahan gaya vertikal, pondasi tiang pancang juga harus didesain untuk mampu menahan gaya lateral yang bekerja padanya. Langkah-langkah perhitungan yang dipakai untuk kontrol gaya lateral yang mampu diterima oleh pondasi tiang pancang dalam pengerjaan Tugas Akhir ini diambil dari **NAFVAC DM-7 (1971)**.

1. Menghitung faktor kekakuan relatif (relative stiffness factor).

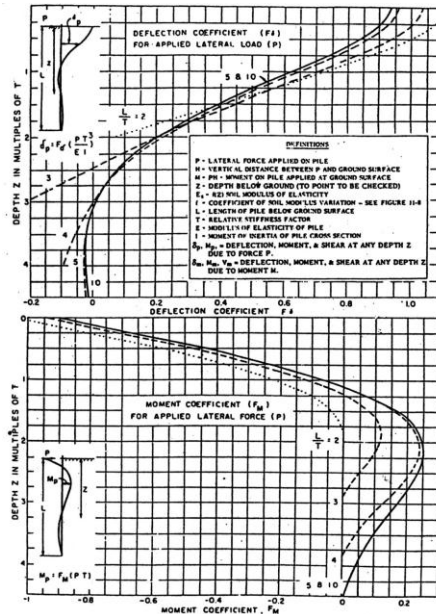
$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{0,2} \quad (2.27)$$

Untuk mencari besarnya nilai f didapat dari grafik pemampatan langsung untuk pondasi dalam pada **Gambar 2.1**.



Gambar 2.1 Koefisien variasi (f) untuk tiang pancang yang menerima beban lateral

2. Menentukan koefisien defleksi (F_δ) dan koefisien momen (F_M) berdasarkan **Gambar 2.2**.



Gambar 2.2 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi II.

Daerah yang mengalami besar defleksi yang paling besar adalah area permukaan, sehingga untuk mencari koefisien defleksi (F_δ) dan koefisien momen (F_M) dapat di plot menggunakan **Gambar 2.2**.

3. Menghitung defleksi dan besarnya momen berdasarkan rumus yang terdapat pada **Gambar 2.2**. Besar defleksi dan momen yang dihitung ditinjau dari arah x dan arah y dengan defleksi maksimum sebesar 2,5 cm dan momen maksimum berdasarkan momen *crack* tiang pancang yang direncanakan. Gaya geser maksimum dianggap terjadi pada ujung atas tiang pancang, yang besarnya untuk 1 tiang pancang adalah:

$$P = \frac{PT}{n} \quad (2.28)$$

Dimana:

P = Besar gaya geser 1 tiang pancang.

PT = Besar gaya geser total yang bekerja.

n = Jumlah tiang pancang

Rumus yang digunakan untuk mencari nilai defleksi dapat menggunakan persamaan 2.29 sedangkan rumus yang digunakan untuk mencari nilai momen dapat menggunakan persamaan 2.30.

$$\delta p = F \delta \left(\frac{PT}{EI} \right)^3 \quad (2.29)$$

$$Mp = F \delta (PT) \quad (2.30)$$

2.4. Perencanaan Poer

2.4.1. Kontrol tebal poer

Untuk merencanakan tebal poer syarat yang harus dipenuhi yaitu:

$$P_n, \text{ Pile} < P_{\text{max}} \text{ (1 tiang)}$$

$$P_n, \text{ pile adalah: } \frac{P_n + W_g(\text{poer})}{n \text{ pile}} \quad (2.31)$$

Dimana:

$$W_g(\text{poer}) = \text{Berat sendiri poer}$$

2.4.2. Desain untuk Geser

2.4.3. Geser 1 arah

Menentukan besar beban *ultimate* tiang adalah:

$$P_u, \text{ Pile} = \frac{P_u + 1.2 W_g(\text{pu})}{n \text{ pile}} \quad (2.32)$$

Pada daerah yang kritis gaya dari 'n' tiang (reduced) dan berat sendiri pile cap. Sehingga gaya geser 1 arah adalah:

$$V_u = n P_u, \text{ reduce} - \text{berat poer} \quad (2.33)$$

Kapasitas geser beton:

$$\phi V_c = 0,75 (f'c)^{0.5} b \text{ poer } d \quad (2.34)$$

2.4.4. *Punching Shear*

Pada SNI/ACI tidak memberikan prosedur yang eksplisit dalam perhitungan *punching load* pada poer. Sehingga *punching load* diasumsikan sama dengan beban kolom dikurang berat dari bagian pile yang terletak pada $d/2$ ($800/2=400$ mm). *Punching Load* bisa diperhitungkan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_{u,punch} &= P_u + W_u - P_{pile(dalam\ d/2)} \\ &= P_u + W_u - (n \cdot \lambda \cdot P_{u,pile}) \end{aligned} \quad (2.35)$$

Tegangan geser yang bekerja pada *Punching area*:

$$T_u = P_{u,punch}/U \cdot d \quad (2.36)$$

Kapasitas geser pada pile cap (dua arah) adalah nilai terkecil dari persamaan dibawah, dimana $U = b_o$.

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (2.37)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{a \cdot d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (2.38)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (2.39)$$

Hasil dari ketiga nilai V_c dari persamaan (2.37), (2.38) dan (2.29) diambil nilai yang terkecil untuk menentukan kapasitas geser beton, untuk mencari besar kapasitas beton adalah:

$$\tau_c = 0,33 \lambda (f'_c)^{0,5} \quad (2.40)$$

syarat yang harus dipenuhi untuk *punching shear* adalah:

$$\tau_c > T_u$$

2.4.5. *Punching Shear untuk 1 tiang pancang*

Untuk menentukan besar tegangan geser *ultimate* adalah:

$$\tau_u = P_{u,pile}/U \cdot d \quad (2.41)$$

syarat yang harus dipenuhi untuk *punching shear* adalah:

$$\tau_c > T_u$$

2.4.6. *Desain untuk Lentur*

Tanda yang paling menentukan bagian kritis untuk lentur dapat dilihat pada muka kolom. Poer harus diperkuat dalam dua arah tegak lurus. Pada banyakk kasus, poer mampu mendukung 1 kolom sehingga hanya membutuhkan perkuatan pada bagian

bawah. Namun beban eksentris poer dan poer yang harus mendukung lebih dari satu kolom makan diperlukan pula perkuatan pada bagian atas juga.

2.5. Perencanaan Pondasi Dangkal

Pada perencanaan pondasi dangkal, hal yang perlu diperhatikan adalah daya dukung dan besar pemampatan yang terjadi pada tanah saat dibangun suatu gedung, oleh sebab itu perlu adanya perbaikan tanah dasar untuk meningkatkan daya dukung tanah seta memperkecil pemampatan setelah pembangunan gedung berlangsung.

Jenis pondasi dangkal yang digunakan pada pengerjaan Tugas Akhir ini adalah pondasi tika dan pondasi KSSL.

2.5.1. Pemampatan Tanah Lunak

Pemampatan (*settlement*) pada tanah dasar akan terjadi apabila tanah dasar tersebut menerima penambahan beban di atasnya. Pemampatan tersebut disebabkan oleh adanya deformasi partikel tanah, relokasi partikel, keluarnya air atau udara dari dalam pori tanah, dan sebab-sebab lain. Pada umumnya, pemampatan pada tanah yang disebabkan oleh pembebanan dapat dibagi dalam dua kelompok besar; yaitu:

1. Pemampatan segera/ *immediate settlement*, merupakan pemampatan akibat perubahan elastis dari tanah kering, basah, dan jenuh air, tanpa adanya perubahan kadar air. Perhitungan *immediate settlement* ini umumnya didasarkan pada teori elastisitas.
2. Pemampatan konsolidasi/ *consolidation settlement*, merupakan pemampatan yang disebabkan oleh keluarnya air dari pori-pori di dalam tanah. Penurunan konsolidasi dibagi lagi menjadi dua bagian, yaitu: konsolidasi primer dan konsolidasi sekunder.
Besarnya amplitudo/ penurunan tanah total menurut Das (1985) adalah:

2.5.2. Pemampatan Konsolidasi/ *consolidation settlement* (S_c)

Pemampatan konsolidasi masih dapat dibagi lagi menjadi dua, yakni:

1. Penurunan akibat konsolidasi primer/ *consolidation primer settlement* (S_{cp}), merupakan pemampatan akibat perubahan volume tanah jenuh air sebagai akibat dari keluarnya air dari pori-pori tanah.
2. Penurunan akibat konsolidasi sekunder/ *consolidation secondary settlement* (S_{cs}), merupakan pemampatan yang diakibatkan oleh adanya penyesuaian yang bersifat plastis dari butir-butir tanah.

Seperti yang telah diuraikan dalam teori Mekanika Tanah bahwa lapisan tanah lempung apabila dibebani akan mengalami pemampatan konsolidasi (S_c) yang besar dan berlangsung pada waktu yang sangat lama. Formula yang dipakai untuk menghitung besar konsolidasi (S_c) yang telah dikembangkan oleh Terzaghi (1942) adalah sebagai berikut:

- Untuk tanah terkonsolidasi normal (NC-soil)

$$S_c = \frac{C_c \times H}{1 + e_0} \log \left(\frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right) \quad (2.27)$$

- Untuk tanah terkonsolidasi lebih (OC-soil)

$$S_c = \frac{C_c \times H}{1 + e_0} \log \left(\frac{p_c}{p'_o} \right) + \frac{C_c \times H}{1 + e_0} \log \left(\frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right) \quad (2.28)$$

Bila $(p_o' + \Delta p) > p_c'$

$$S_c = \frac{C_s}{1 + e_0} H \log \frac{p'_c}{p'_0} + \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_c} \quad (2.29)$$

- Besar pemampatan *Secondary*

$$S_s = C'_a H \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right) \quad (2.30)$$

Dimana:

S_c = pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah yang ditinjau

H = tebal lapisan tanah *compressible*

e_0 = angka pori awal (*initial void ratio*)

C_c = indeks kompresi

C_s = indeks mengembang

Δp = beban *surcharge*

p'_0 = tekanan tanah vertikal efektif dari suatu titik di tengah tengah lapisan ke-i akibat beban tanah sendiri di atas titik tersebut di lapangan (*effective overburden pressure*)

p'_c = tegangan konsolidasi efektif di masa lampau (*effective past overburden pressure*)

Keterangan tambahan:

Tanah lunak di Indonesia umumnya dapat dianggap sebagai tanah agak terkonsolidasi lebih, dengan harga:

$$p_c = p'_0 + f \quad (2.30)$$

Dimana:

F = fluktuasi terbesar muka air tanah

Δp = penambahan tegangan vertikal di titik yang ditinjau (di tengah-tengah lapisan) akibat penambahan beban

Pada perhitungan perencanaan ini, jenis pemampatan (*settlement*) yang diperhitungkan adalah *immediate settlement*.

2.5.3. Parameter Tanah untuk Perhitungan Consolidation Settlement (S_c)

Berikut adalah cara menentukan parameter-parameter tanah yang akan digunakan dalam perhitungan *consolidation settlement*:

1. Tebal lapisan *compressible*

Tebal lapisan *compressible* (H) yang diperhitungkan adalah yang masih bisa mengalami konsolidasi primer ($N-SPT < 30$). Karena apabila nilai $N-SPT > 30$ umumnya dapat dianggap sudah tidak mengalami konsolidasi primer sehingga tidak perlu diperhittungkan lagi sebagai tebal lapisan *compressible* (H).

2. Beban atau *surcharge*

Surcharge yang dimaksud adalah besarnya beban yang bekerja di atas permukaan tanah asli (*compressible soil*) dalam satuan tegangan. Persamaan yang digunakan adalah:

$$q_0 = \gamma_{\text{timbunan}} \times H \quad (2.31)$$

$$\Delta p = I \times q_0 \quad (2.32)$$

Dimana :

Δp = beban *surcharge* yang terjadi

I = koefisien pengaruh beban terhadap titik yang ditinjau

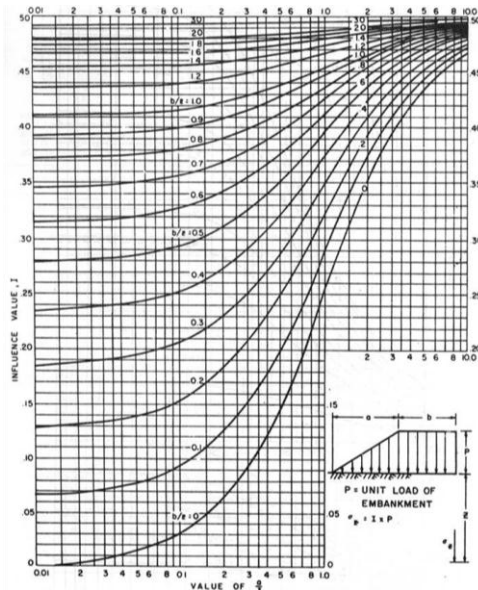
γ_{timbunan} = berat volume *humid* dari tanah timbunan

H = tinggi timbunan

Apabila timbunan terendam air, maka digunakan harga γ_{timbunan} efektif ($\gamma'_{\text{timbunan}}$).

3. Koefisien pengaruh I

Berdasarkan grafik Osterberg (**Gambar 2.3**) besarnya nilai koefisien pengaruh I untuk perhitungan besarnya tegangan vertikal (Δp) yang diterima oleh suatu titik tinjau tertentu dipengaruhi oleh a , b , dan z yang merupakan karakteristik geometrik dan bentuk timbunan reklamasi dan kedalaman titik tinjau. Adapun grafik Osterberg tersebut adalah sebagai berikut:



Gambar 2.3 Grafik Influence Factor I (NAVFAC DM-7, 1970)
(sumber : Mochtar, 2000)

4. *Compressible dan Swelling Index*

Harga *compression index* (C_c) dan *swelling index* (C_s) diperoleh dari hasil tes laboratorium (*consolidation test*).

5. Angka pori (*initial void ratio*)

Angka pori awal (e_0) diperoleh dari hasil tes laboratorium (*Volumetric* dan *Gravimetric*).

6. Tegangan overburden efektif (p'_0)

Overburden pressure effective (p'_0) adalah tegangan vertikal efektif dari tanah asli. Dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan:

$$p'_0 = \gamma' \times h \quad (2.33)$$

Dimana:

$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_{\text{air}}$ (bila berada dibawah permukaan air tanah)

h = setengah dari lapisan lempung yang diperhitungkan.

2.5.4. Waktu Konsolidasi

Penurunan konsolidasi pada tanah lempung yang tebal berlangsung sangat lama. Pada tanah yang tidak dikonsolidasi dengan PVD, pengaliran yang terjadi hanyalah pada arah vertikal saja. Menurut Terzaghi dalam Das (1990), lama waktu konsolidasi (t) dapat dicari dengan persamaan berikut:

$$t = \frac{T_v (H_{dr})^2}{C_v} \quad (2.34)$$

Dimana: t = waktu konsolidasi

T_v = faktor waktu

H_{dr} = panjang aliran air/ *drainage* terpanjang

C_v = koefisien konsolidasi vertikal

2.5.5. Parameter Tanah untuk Lamanya Pemampatan Konsolidasi

a. Faktor Waktu

Faktor waktu T_v adalah merupakan fungsi langsung dari derajat konsolidasi ($U\%$) dan bentuk dari distribusi tegangan air pori (u) di dalam tanah (aliran satu arah atau dua arah). Apabila distribusi tegangan air porinya merata (homogen) maka hubungan T_v dan U adalah **Tabel 2.2**.

Tabel 2.2 Variasi Faktor Waktu terhadap Derajat Konsolidasi (Braja M. Das, 1985)

U(%)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
T_v	0,008	0,031	0,071	0,126	0,197	0,287	0,403	0,567	0,848	∞

a. Koefisien Konsolidasi Vertikal (C_v)

Koefisien konsolidasi vertikal C_v diperoleh dari grafik korelasi antara besarnya pemampatan tanah dengan waktu (t). Berikut adalah persamaan yang dipakai:

$$C_v = \frac{0.197 (H \times 2)^2}{t_{50}} \quad (2.35)$$

Apabila lapisan tanahnya heterogen dan mempunyai beberapa nilai C_v , maka harga C_v yang dipakai adalah nilai C_v gabungan (ABSI,1965)

$$C_{v_{gab}} = \frac{(H_1 + H_2 + \dots + H_n)^2}{\left[\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}} \right]^2} \quad (2.36)$$

dimana:

h_i = tebal lapisan i

C_{vi} = Harga C_v lapisan i

b. Panjang aliran *drainage* H (Hdr)

Apabila tebal lapisan lempung (*compressible soil*) kita sebut H, maka panjang aliran *drainage* Hdr adalah :

Hdr = $\frac{1}{2}$ H, bila arah aliran air selama proses konsolidasi adalah dua arah (ke atas dan ke bawah).

Hdr = H, bila arah aliran *drainage*-nya satu arah (ke atas atau ke bawah). Hal ini terjadi bila di atas atau biasanya di bawah lapisan lempung tersebut merupakan lapisan yang kedap air (*impermeable*).

2.5.6. Tinggi Timbunan Awal ($H_{inisial}$)

Tinggi timbunan awal pada saat pelaksanaan tidak sama dengan tinggi timbunan rencana. Penentuan dari tinggi timbunan rencana pada saat pelaksanaan fisik (dengan memperhatikan adanya pemampatan), dapat dihitung dengan (Mochtar, 2000):

$$q_{final} = q = (H_{inisial} - S_c) \gamma_{timb} + S_c \gamma'_{timb} \quad (2.37)$$

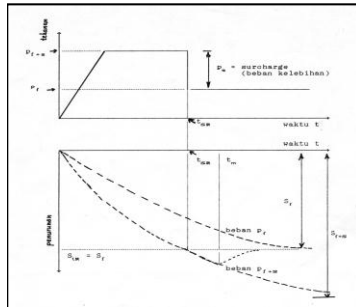
$$q_{final} = q = (H_{inisial} \times \gamma_{timb}) - (S_c \times \gamma_{timb}) + (S_c \times \gamma'_{timb}) \quad (2.38)$$

$$H_{inisial} = \frac{q + (S_c \times \gamma_{timb}) - (S_c \times \gamma'_{timb})}{\gamma_{timb}} \quad (2.39)$$

$$H_{akhir} = H_{inisial} - S_c \quad (2.40)$$

2.5.7. Peningkatan Daya Dukung Tanah dengan Metode *Preloading*

Beban *preloading* yang diletakkan secara bertahap ditentukan berdasarkan besar pemampatan tanah dasar yang akan dihilangkan. Kekuatan geser tanah lempung akan mempengaruhi tinggi timbunan kritis. Sistem *precompression* atau *preloading* ialah metode perbaikan tanah dengan memberikan beban awal yang berlebih P_{f+s} sedemikian rupa sehingga pada waktu yang pendek t_{sr} didapatkan penurunan yang sama besarnya dengan total penurunan S_f dari beban rencana P_f , sebagaimana terlihat pada **Gambar 2.4**.



Gambar 2.4 Prinsip Pembebanan *Preloading* pada Pemampatan Tanah dengan Beban Awal $p_{f+s} > p_f$
(Sumber: Mochtar, 2000)

Bila pada beban awal p_{f+s} penurunan S_f terjadi pada waktu t_{sr} , beban surcharge P_s dapat dibongkar. Kemudian dengan asumsi bahwa tanah sudah termampatkan sampai S_f , beban p_f tidak lagi menyebabkan penurunan tambahan. Makin besar p_{f+s} makin pendek waktu t_{sr} .

Daya dukung tanah dasar meningkat karena adanya pemampatan tanah dasar sebagai akibat adanya beban timbunan yang diletakkan secara bertahap. Beban bertahap dapat diletakkan secara terus menerus sampai dengan tinggi timbunan kritis (H_{cr}) dicapai. Dan berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh Ardana dan Mochtar (1999) diketahui bahwa ada hubungan antara kekuatan geser *undrained* (C_u) dengan tegangan tanah vertikal

efektif (σ_p'). Peningkatan daya dukung tanah akibat pemampatan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

a. Untuk harga *Plasticity Index*, PI tanah < 120 %

$$C_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,073 + (0,1899 - 0,0016 \text{ PI}) \sigma_p' \quad (2.41)$$

b. Untuk harga *Plasticity Index*, PI tanah > 120 %

$$C_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,073 + (0,0454 - 0,00004 \text{ PI}) \sigma_p' \quad (2.42)$$

 Dimana harga σ_p' dalam kg/cm²

Untuk tanah yang sedang mengalami konsolidasi, harga σ_p' berubah sesuai dengan waktu. Secara umum menurut Ardana dan Mochtar (1999) harga σ_p' dapat dicari dengan cara berikut:

$$\sigma_p' = \left(\frac{p'_0 + \Delta p'}{p'_0} \right)^U \cdot p'_0 \quad (2.43)$$

Bila : $U = 100\% = 1$, maka $\sigma_p' = p'_0 + \Delta p'$
 $U < 100\%$, maka $\sigma_p' < p'_0 + \Delta p'$

2.5.8. Timbunan Bertahap dan Besar Pemampatan

Seperti diketahui bahwa timbunan di lapangan diletakkan lapis demi lapis dengan kecepatan sesuai dengan yang direncanakan. Dengan demikian, formula yang dipergunakan untuk menghitung besar pemampatan konsolidasi perlu disesuaikan dengan besar beban dan pemakaian harga C_c dan C_s .

Untuk pembebanan secara bertahap dimana besar beban di setiap tahapan adalah Δp , digunakan persamaan berikut :

1. Bila $(p'_0 + \Delta p_1) \leq p'_c$

$$S_c = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_0} \left[\log \left(\frac{p'_0 + \Delta p_1}{p'_0} \right) \right] \quad (2.44)$$

2. Bila $(p'_0 + \Delta p_1 + \Delta p_2) > p'_c$

$$S_c = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{p'_c}{p'_0 + \Delta p_1} + \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p_1 + \Delta p_2}{p'_c} \quad (2.45)$$

3. Bila $(p'_0 + \Delta p_1 + \Delta p_2 + \Delta p_3) > p'_c$

$$S_c = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p_1 + \Delta p_2 + \Delta p_3}{p'_c} \quad (2.46)$$

Dimana:

S_c = pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah yang ditinjau

H = tebal lapisan tanah *compressible*

e_0 = angka pori awal (*initial void ratio*)

C_c = indeks kompresi

C_s = indeks mengembang

Δp = beban *surchage*

p'_0 = tekanan tanah vertikal efektif dari suatu titik di tengah-tengah lapisan ke- i akibat beban tanah sendiri di atas titik tersebut di lapangan (*effective overburden pressure*)

p'_c = tegangan konsolidasi efektif di masa lampau (*effective past overburden pressure*)

Besarnya beban preloading yang akan diberikan dapat ditentukan terlebih dahulu, kemudian dibandingkan dengan tinggi timbunan atau beban yang mampu diterima oleh tanah dasar yaitu H kritis (H_{cr}). Apabila ternyata tinggi timbunan sebagai beban preloading yang akan diberikan lebih besar daripada H_{cr} , maka timbunan tersebut harus diletakkan secara bertahap (*stepped preloading*). Langkah-langkah pemberian beban preloading secara bertahap (*stepped preloading*) adalah sebagai berikut :

1. Menghitung pemampatan yang akan terjadi akibat timbunan setinggi H_{cr} (beban tahap I)
2. Menghitung besar pemampatan untuk U rata-rata = 90 % dan waktu yang diperlukannya yaitu St_1 dan t_1 .
3. Menghitung peningkatan daya dukung tanah akibat pemampatan sebesar St_1 ,
dengan menggunakan persamaan :

$$\Delta c_u / Po' = 0,11 + 0,0037 PI \quad (2.47)$$

$$c_u' = \Delta c_u + c_u \quad (2.48)$$

Dimana :

Δc_u = peningkatan geser akibat pemampatan (t/m²)

Po' = Tegangan overburden efektif setelah pemampatan (t/m²)

PI = Indeks Plastisitas (%)

Cu = Kuat geser mula-mula (t/m²)

Cu' = Kuat geser setelah pemampatan (t/m^2)

4. Menghitung penambahan tinggi timbunan (beban tahap II) berdasarkan daya dukung tanah yang telah meningkat yang dihitung pada langkah no. 3.
5. Menghitung besar pemampatan akibat beban tahap II untuk U rata-rata = 90 % dan waktu yang diperlukannya, St_2 dan t_2 .
6. Menghitung peningkatan daya dukung setelah pemampatan akibat beban tahap II terjadi.
7. Menentukan beban tahap III seperti langkah sebelumnya sehingga sampai total pemampatan yang harus dihilangkan tercapai. Pada akhir tahap pemberian beban, dapat diketahui tinggi akhir dari timbunan harus sama dengan tinggi timbunan rencana.

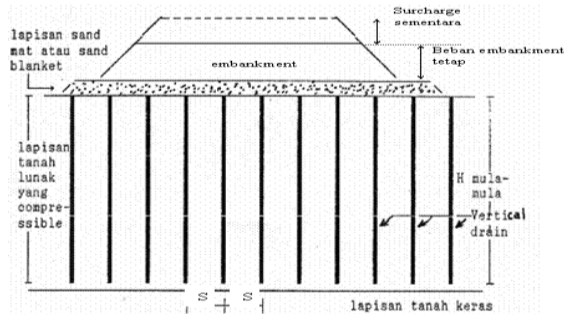
2.5.9. Perencanaan *Vertical Drain*

Pada tanah lempung yang mengalami waktu konsolidasi sangat lama diperlukan suatu sistem untuk mempercepat proses konsolidasi. Pada umumnya, percepatan konsolidasi dilakukan dengan memasang tiang-tiang vertikal yang mudah mengalirkan air (*vertical drain*).

Vertical drain yang mudah mengalirkan air biasanya berupa *sand drain*/tiang pasir atau dari bahan geosintetis yang dikenal dengan "*wick drain*" atau juga dikenal sebagai *Prefabricated Vertical Drain* (PVD). Pada umumnya PVD banyak digunakan karena kemudahan dalam pemasangan di lapangan. Tiang-tiang atau lubang-lubang tersebut "dipasang" di dalam tanah pada jarak tertentu sehingga memperpendek jarak aliran drainase air pori (*drainage path*). (Mochtar, 2000).

2.5.10. Menentukan Kedalaman *Vertical Drain*

Vertical drain perlu dipasang untuk mengatasi penurunan akibat konsolidasi tanah yaitu hingga kedalaman tanah *compressible* dengan nilai N -SPT 10. Sketsa pemasangan *vertical drain* dapat dilihat pada **Gambar 2.5**.



Gambar 2.5 Pemasangan *vertical drain* pada kedalaman tanah yang *compressible* (sumber: Mochtar, 2000)

2.5.11. Menentukan Waktu Konsolidasi Akibat *Vertical Drain*

Penentuan waktu konsolidasi menurut Barron (1948) dengan teori aliran pasir vertikal, menggunakan asumsi teori Terzaghi tentang konsolidasi linier satu dimensi.

$$t = \left(\frac{D^2}{8.C_h} \right) . F(n) . \ln \left(\frac{1}{1 - \overline{U}_h} \right) \quad (2.49)$$

Dimana:

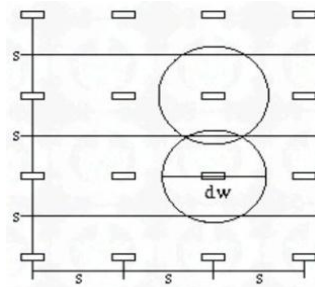
t = waktu untuk menyelesaikan konsolidasi primer

D = diameter ekuivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh PVD

Harga $D = 1,13 \times S$, untuk pola susunan bujur sangkar (**Gambar 2.6**)

C_h = koefisien konsolidasi tanah arah horizontal

\overline{U}_h = derajat konsolidasi tanah akibat aliran air arah horizontal.



Gambar 2.6 Pola susun bujur sangkar $D = 1,13 S$
(sumber: Mochtar, 2000)

Fungsi $F(n)$ adalah merupakan fungsi hambatan akibat jarak antara titik pusat PVD. Oleh Hansbo (1979) harga $F(n)$ didefinisikan sebagai berikut :

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \left[\ln(n) - \left(\frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right) \right] \quad (2.50)$$

atau

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \left[\ln(n) - \frac{3}{4} - \left(\frac{1}{4n^2} \right) \right] \quad (2.51)$$

Dimana: $n = D/d_w$

d_w = diameter ekuivalen dari *vertical drain*

Pada umumnya $n > 20$ sehingga dapat dianggap $1/n = 0$ dan

$\left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \approx 1$, jadi:

$$F(n) = \ln(n) - \frac{3}{4} , \text{ atau} \quad (2.52)$$

$$F(n) = \ln\left(\frac{D}{d_w}\right) - \frac{3}{4} \quad (2.53)$$

Hansbo (1979) menentukan waktu konsolidasi dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$t = \left(\frac{D^2}{8.C_h} \right) . (F(n) + F_s + F_r) . \ln\left(\frac{1}{1 - U_h} \right) \quad (2.54)$$

Dimana:

t = waktu yang diperlukan untuk mencapai U_h

D = diameter equivalen lingkaran PVD
 S = jarak antar titik pusat PVD
 C_h = koefisien konsolidasi arah horisontal

$$C_h = \frac{k_h}{k_v} \times C_v \quad (2.55)$$

Dimana:

k_h/k_v = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah arah horisontal dan vertikal, untuk tanah lempung yang jenuh air, harga berkisar antara 2-5

F(n) = faktor hambatan disebabkan karena jarak antar PVD

Fr = faktor hambatan akibat pada PVD itu sendiri

Fs = faktor hambatan tanah yang terganggu (*disturbed*)

\bar{U}_h = derajat konsolidasi tanah akibat aliran air arah horizontal

Harga Fr merupakan faktor tahanan akibat adanya gangguan PVD itu sendiri dan dirumuskan sebagai berikut:

$$Fr = \pi \cdot z \cdot (L - z) \cdot \left(\frac{k_h}{q_w} \right) \quad (2.56)$$

Dimana:

z = kedalaman titik tinjau pada PVD terhadap permukaan tanah

L = panjang drain

k_h = koefisien permeabilitas arah horisontal dalam tanah yang tidak terganggu (*undisturbed*)

q_w = *discharge capacity* dari drain (tergantung jenis PVD)

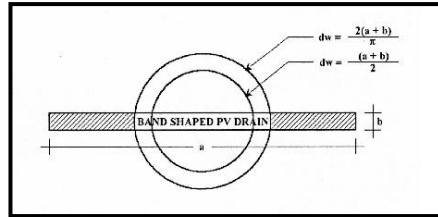
$$Fs = \left(\frac{K_h}{K_s} - 1 \right) \cdot \ln \left(\frac{d_s}{d_w} \right) \quad (2.57)$$

Dimana:

k_s = koefisien permeabilitas arah horisontal pada tanah terganggu (*disturbed*)

d_s = diameter tanah yang terganggu (*disturbed*) di sekeliling PVD

d_w = diameter ekivalen (**Gambar 2.7**)



Gambar 2.7 Equivalen diameter untuk PVD
(sumber: Mochtar, 2000)

Untuk memudahkan perencanaan maka dapat diasumsikan bahwa $F(n) = F_s$ dan harga F_r umumnya kecil dan tidak begitu penting, maka harga F_r dianggap nol. Dengan memasukkan anggapan-anggapan tersebut, maka **persamaan 2.29** berubah menjadi:

$$t = \left(\frac{D^2}{8.C_h} \right) \cdot (2.F(n)) \cdot \ln \left(\frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right) \quad (2.58)$$

Dimana:

T = waktu yang dibutuhkan untuk mencapai U_h

D = diameter lingkaran PVD

C_h = koefisien konsolidasi aliran horizontal

$F(n)$ = faktor hambatan disebabkan jarak antar PVD

\bar{U}_h = derajat konsolidasi tanah akibat aliran air arah horizontal

Dengan memasukkan harga t tertentu, dapat dicari \bar{U}_h pada bagian lapisan tanah yang dipasang PVD (Mochtar, 2000).

2.5.12. Menghitung Derajat Konsolidasi Rata-Rata

Selain konsolidasi horizontal, juga terjadi konsolidasi vertikal (\bar{U}_v). Harga \bar{U}_v dicari dengan menggunakan persamaan Cassagrande (1938) dan Taylor (1948):

- Untuk $0 < U_v < 60\%$

$$\bar{U}_v = \left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\% \quad (2.59)$$

- Untuk $U_v > 60\%$

$$\bar{U}_v = (100 - 10^{\bar{a}})\% \quad (2.60)$$

Dimana:

$$\bar{a} = \frac{1,781 - T_v}{0.933} \quad (2.61)$$

T_v = faktor waktu (**Tabel 2.2**)

Derajat konsolidasi rata-rata \bar{U} dapat dicari dengan menggunakan persamaan Carillo:

$$\bar{U} = \left[1 - (1 - \bar{U}_h) \cdot (1 - \bar{U}_v) \right] \times 100\% \quad (2.62)$$

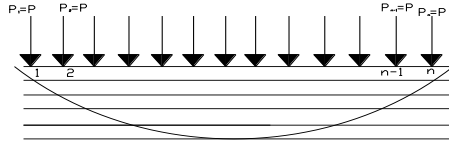
2.5.13. Mencari konfigurasi pembebanan

Pada perencanaan pondasi dangkal untuk menghasilkan penurunan yang merata pada struktur gedung perlu mencari konfigurasi pembebanan. Hal perlu dilakukan perhitungan untuk mencari tegangan yang dihasilkan oleh beban bangunan diatas tanah yang diasumsikan beban merata namun di konfersikan menjadi beban titik. Dimana beban titik tersebut merupakan beban bangunan yang disalurkan ke tanah melalui kolom-kolom pada bangunan. Perhitungan untuk mencari nilai tegangan ini dilakukan pada setiap layer tanah dari beban titik dari suatu kolom pada bangunan bila ditinjau dengan 3 dimensi. Dari nilai tegangan tersebut, kemudian dapat digunakan untuk menghitung nilai penurunan pada tiap layer tanah. Penurunan tiap layer tanah akibat suatu titik itu kemudian dijumlah untuk mendapatkan nilai penurunan total. (*Lastiasih dan Mochtar, 2004:13*)

Dengan mendapatkan nilai penurunan total tersebut maka dapat dilihat bahwa ternyata terjadi perbedaan penurunan pada tanah dibawah bangunan. Untuk mendapatkan penurunan yang sama maka perlu adanya iterasi pembebanan pada bangunan. Caranya yaitu dengan menambahkan beban diujung-ujung dan

mengurangi beban ditengah-tengah. Untuk lebih jelasnya maka dapat dilihat ilustrasi sebagai berikut:

1. Beban diasumsikan merata di setiap titik yang telah ditentukan, seperti ilustrasi pada **Gambar 2.8**.



Gambar 2.8 Ilustrasi Asumsi beban merata
(Lastiasih dan Mochtar, 2004)

Untuk perhitungan tegangan yang bekerja pada titik 1

$$\Delta\sigma_{1,1} = \frac{3P_1 \cdot z_1^3}{2\pi(x_{1,1}^2 + 2z_1^2)^{\frac{5}{2}}} + \frac{3P_2 \cdot z_1^3}{2\pi(x_{2,1}^2 + 2z_1^2)^{\frac{5}{2}}} + \dots + \frac{3P_{n-1} \cdot z_1^3}{2\pi(x_{n-1,1}^2 + 2z_1^2)^{\frac{5}{2}}} + \frac{3P_n \cdot z_1^3}{2\pi(x_{n,1}^2 + 2z_1^2)^{\frac{5}{2}}}$$

$$\Delta\sigma_{2,1} = \frac{3P_1 \cdot z_1^3}{2\pi(x_{1,2}^2 + 2z_1^2)^{\frac{5}{2}}} + \frac{3P_2 \cdot z_1^3}{2\pi(x_{2,2}^2 + 2z_1^2)^{\frac{5}{2}}} + \dots + \frac{3P_{n-1} \cdot z_1^3}{2\pi(x_{n-1,2}^2 + 2z_1^2)^{\frac{5}{2}}} + \frac{3P_n \cdot z_1^3}{2\pi(x_{n,2}^2 + 2z_1^2)^{\frac{5}{2}}}$$

Dilakukan hal yang sama hingga lapisan tanah *compressible*

$$\Delta\sigma_{n,1} = \frac{3P_1 \cdot z_1^3}{2\pi(x_{1,n}^2 + 2z_1^2)^{\frac{5}{2}}} + \frac{3P_2 \cdot z_1^3}{2\pi(x_{2,n}^2 + 2z_1^2)^{\frac{5}{2}}} + \dots + \frac{3P_{n-1} \cdot z_1^3}{2\pi(x_{n-1,n}^2 + 2z_1^2)^{\frac{5}{2}}} + \frac{3P_n \cdot z_1^3}{2\pi(x_{n,n}^2 + 2z_1^2)^{\frac{5}{2}}} \quad (2.63)$$

Dimana:

P_n = Gaya atau beban yang terjadi diatas permukaan tanah dititik ke-n

z_j = kedalaman tanah yang ditinjau penurunannya pada lapisan ke-j

$x_{n-1,n}$ = jarak horisontal dari titik ke-(n-1) sampai titik ke-n

$\Delta\sigma_{n,j}$ = besarnya tegangan yang terjadi akibat beban diatas permukaan tanah pada lapisan ke-j dibawah titik n.

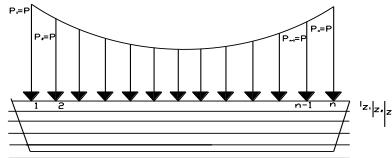
Setelah mengetahui besarnya tegangan yang terjadi yang diakibatkan oleh beban diatasnya maka dapat dicari besarnya penurunan yang terjadi pada tiap-tiap lapisan akibat beban-beban yang ada. Maka pada penurunan di titik ke-1 pada lapisan ke-1 diperoleh besarnya penurunan $Sc_{1,1}$, sedangkan besarnya penurunan yang lain-lain berturut-turut di titik-titik yang lain pada lapisan 1 adalah $Sc_{2,1}$, $Sc_{3,1}$ $Sc_{n,1}$. sedangkan besarnya penurunan dilapisan lain berturut-turut adalah sebagai berikut $Sc_{1,j}$, $Sc_{2,j}$ $Sc_{n,j}$. setelah mengetahui besarnya penurunan di tiap-tiap lapisan akibat beban diatasnya pada setiap titik maka dapat diperoleh penurunan total yang terjadi yaitu:

1. $Sc_{total\ 1} = Sc_{1,1} + Sc_{1,2} + Sc_{1,3} + \dots + Sc_{1,j} = Sc_{total}$ pada titik 1 akibat settlement dari j lapisan tanah.
2. $Sc_{total\ 2} = Sc_{2,1} + Sc_{2,2} + Sc_{2,3} + \dots + Sc_{2,j} = Sc_{total}$ pada titik 2 akibat settlement dari j lapisan tanah.
3. $Sc_{total\ n} = Sc_{n,1} + Sc_{n,2} + Sc_{n,3} + \dots + Sc_{n,j} = Sc_{total}$ pada titik n akibat settlement dari j lapisan tanah.

Dengan konfigurasi beban yang sama disembarang titik maka yang terjadi adalah $Sc_{total\ 1} \neq Sc_{total\ 2} \neq Sc_{total\ 3} \neq \dots Sc_{total\ n}$

2. Karena konfigurasi beban yang merata menghasilkan penurunan yang berbeda maka konfigurasi beban diubah dengan cara menambahkan beban di ujung ujung dan mengurangi beban ditengah-tengah. Terus dilakukan pengiterasian beban hingga menghasilkan penurunan yang merata $Sc_{total\ 1} \approx Sc_{total\ 2} \approx Sc_{total\ 3} \approx \dots Sc_{total\ n}$. Penurunan total yang sama pada setiap titik bukan berarti penurunan pada tiap lapisan disetiap titik juga sama besarnya, begitu juga dengan besarnya tegangan yang terjadi akibat beban yang berada diatas permukaan tanah juga tidak sama.

Pemodelan tanah untuk mencapai kondisi penurunan yang sama, maka tanah dianggap sebagai sekumpulan pegas yang memiliki konstanta pegas sebesar k . Menurut *Bowless (1992)*, konstanta pegas k diperoleh dari $k_s \times B$, dimana K_s adalah modulus reaksi tanah dan B adalah lebar balok. Dengan jarak antar pegas sama, maka akan diperoleh variasi nilai K akibat reaksi yang terjadi sehingga penurunan dianggap merata disembarang titik seperti dapat dilihat pada **Gambar 2.9**:



Gambar 2.9 Ilustrasi Pemampatan Tanah pada Beban yang tidak Merata. (*Lastiasih dan Mochtar, 2004*)

Setelah mengetahui konfigurasi pembebanan melalui iterasi yang menghasilkan penurunan yang merata, maka akan dapat diketahui juga reaksi yang terjadi pada tanah. Tanah diasumsikan sebagai suatu media elastis sehingga tanah dapat diidealisasikan sebagai sekumpulan pegas yang memiliki nilai konstanta yang harus dicari. Adapun perumusan yang digunakan untuk mencari nilai konstanta pegas adalah :

$$F_i = k_{si} \cdot x_i \quad (2.64)$$

Dimana :

F_i = Gaya atau beban yang terjadi di titik ke- i

k_{si} = konstanta pegas di titik ke- i

δ_i = Penurunan yang terjadi di titik ke- i

dengan nilai δ_i yang sama maka akan diperoleh nilai k_{si} yang berbeda. Dapat dilihat dari perumusan berikut yang diperoleh dari persamaan 2.12 :

$$k_{si} = \frac{F_i}{\delta_i} \quad (2.65)$$

Apabila diatas tanah yang diasumsikan sebagai media elastis terdapat bangunan gedung maka akan diketahui nilai-nilai F , δ_i , dan k_{si} masing-masing titik akan diketahui berat total dari struktur tersebut. Adapun berat total dari struktur tersebut dapat dicari dari perumusan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \int F \cdot dA &= W \\ W &= \sum_{i=1}^n F_i \\ W &= \sum_{i=1}^n \delta_i \cdot k_{si} \end{aligned} \quad (2.66)$$

Karena $\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = \dots \delta_n = \delta$, maka didapat :

$$W = \delta_i \sum_{i=1}^n k_{si} = \delta \sum_{i=1}^n k_{si} \quad (2.67)$$

Bila dikaitkan dengan umur rencana dari struktur maka nilai penurunan tanah yang dipakai bukan merupakan penurunan total yang dihasilkan dari perumusan Sc_{total} untuk waktu tak terhingga melainkan menggunakan nilai penurunan yang dipengaruhi oleh derajat konsolidasi berdasarkan umur rencana. Perumusan yang digunakan adalah sebagai berikut (*Lastiasih dan Mochtar, 2004: 16-18*)

$$\delta = \bar{U} \cdot x \delta_{total} \text{ atau} \quad (2.68)$$

$$\bar{\delta} = \bar{U} \% \cdot x \delta_{total} \quad (2.69)$$

2.5.14. Ketentuan *Differential Settlement* Berdasarkan NAFVAC, DM 7

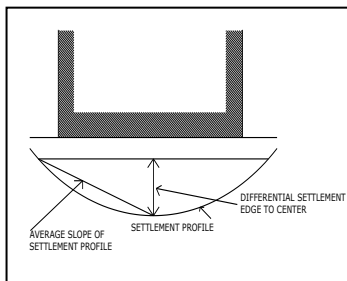
Ketentuan perbedaan penurunan (differential settlement) diambil berdasarkan pedoman oleh NAFVAC, DM 7 dapat dilihat pada **Tabel 2.3** berikut :

Tabel 2.3 Ketentuan Perbedaan Penurunan

Type of structure	Tolerable Differential settlement	Qualifying condition
Circular steel petroleum or fluids storage tanks: Fixed top Floating top	(units of radian of slope of settlement profile) 0.008 (Depending of detail of floating top)	Values apply to tanks on flexible base. Rigid slabs for base will not permit such settlement will out cracking and local buckling
Tracks for overhead traveling crane Rigid circular mat or ring footing for tall and slender rigid structure such as stacks, silos or water tanks	0.003 0.002 (cross slope of rigid foundation)	Value taken longitudinally along track. Settlement between tracks generally does not control
Jointed rigid concrete pressure pipe conduit	0.015 (radians of angle change of joint)	Maximum angle change at joint is generally 2 to 4 times average slope of settlement profile. Damage to joint also depends on longitudinal extension
One or two story steel frame, truss roof, warehouse with flexible siding.	0.006 to 0.008	Presence of overhead crane, utility lines, or operation of forklifts on warehouse floor would limit tolerable settlement.
One or two story houses with plain brick bearing walls and light structural frame.	0.002 to 0.003	Larger value is tolerable if significant portion of settlement occurs before interior finish is complete

Tabel 2.3 Ketentuan Perbedaan Penurunan (Lanjutan)

Type of structure	Tolerable Differential settlement	Qualifying condition
Structures with sensitive interior exterior finish such as plaster, ornamental stone, or tile facing.	0.001 to 0.002	Larger value is tolerable if significant portion of settlement occurs before finish is complete
Structures with relatively insensitive interior or exterior finish such as dry wall, moveables panels, glass panels	0.002 to 0.003	Damage to structural structural frame may limit tolerable settlements.
Multistory heavy concrete rigid frame on structural mat foundation if thick	0.0015	Damage to interior or exterior finish may limit tolerable settlements.

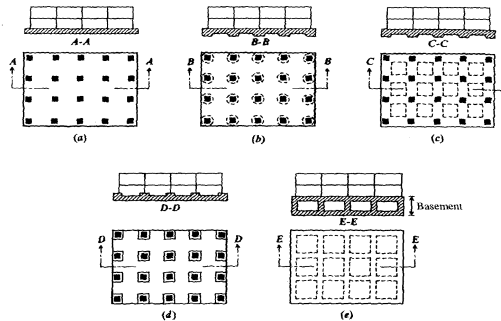


Tolerable differential settlement is expressed in terms of slope of settlement profile
 Value of 0.001 = 1/4 in differential settlement in 20 ft distance
 Value of 0.008 = 2 in differential settlement in 20 ft distance

2.1.1. Perencanaan Pondasi Tikar

Pondasi Tikar 1. Pondasi tikar merupakan pondasi tapak yang menumpu lebih dari satu kolom. Pondasi tersebut dapat meliputi seluruh atau hanya sebagian dari daerah pondasi. **Gambar 2.10** menggambarkan beberapa konfigurasi rakit yang mungkin digunakan untuk bangunan-bangunan.

Sebuah Pondasi tikar dapat digunakan dimana tanah dasar memiliki daya dukung yang rendah atau beban kolom begitu besar, sehingga lebih dari 50 persen dari luas, ditutupi oleh pondasi telapak sebar konvensional.

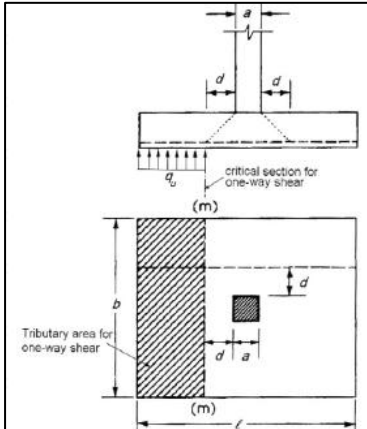


Gambar 2.10 Jenis-jenis *Pondasi tikar* yang lazim digunakan; (a) Pelat rata; (b) Pelat yang ditebalkan di bawah kolom; (c) Balok dan pelat; (d) Pelat dengan kaki tiang; (e) Dinding ruangan bawah tanah sebagai bagian dari pondasi telapak. (sumber: Bowles)

2.5.15. Analisis Kapasitas Pondasi Tikar

Untuk menentukan tebal pondasi pada perencanaan pondasi tikar adalah dengan mengasumsikan tebal terlebih dahulu, setelah tebal pondasi diasumsi direncanakan pemodelan struktur menggunakan program bantu SAP 2000, dimensi balok, kolom, pelat dan beban yang bekerja yang akan direncanakan pada program bantu tersebut telah dihitung sebelumnya pada *preliminary design*. Hasil yang diperoleh dari program bantu SAP kemudian dilakukan kontrol geser yang terjadi pada pondasi hingga mendapatkan hasil sesuai peraturan. Tebal pelat pondasi tikar ini harus diproporsikan untuk menahan beban terfaktor dan reaksi yang diakibatkannya (SNI 2847-2013 pasal 15.10). Untuk kontrol geser pada pondasi tikar ini menggunakan rumus yang digunakan pada pondasi tapak.

a. Geser satu arah



Gambar 2.11 Daerah Kritis untuk Geser Satu Arah

Pada SNI 2847-11.3 Untuk pondasi dengan aksi lentur satu arah, daerah kritis berada pada jarak “d” dari sisi luar kolom untuk detail gambar dapat dilihat pada **Gambar 2.11** . Besar geser yang diijinkan pada kasus adalah

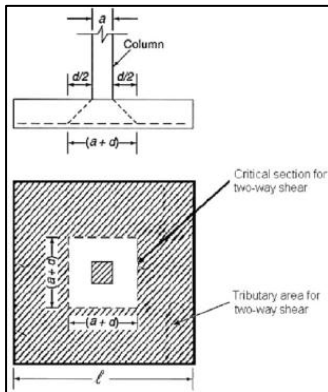
$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (2.70)$$

$$V_u = qub \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d \right) \quad (2.71)$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi = 0,75$$

b. Geser dua arah



Gambar 2.12 Daerah Kritis untuk Geser Dua Arah

Pada SNI 2847 11.11.2 Untuk aksi dua arah, masing-masing penampang kritis yang diperiksa harus ditempatkan sedemikian seperti pada **Gambar 2.12** daerah geser 2 arah, untuk mengetahui besar kuat geser ijin digunakan persamaan x-x, kemudian dipilih nilai yang terkecil.

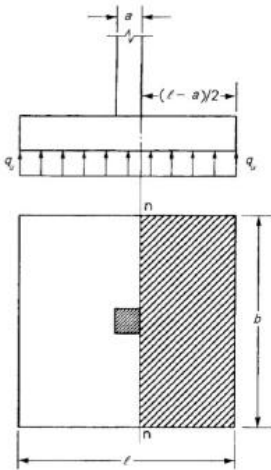
$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_0 d \quad (2.72)$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s}{b_0} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_0 d \quad (2.73)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \lambda \sqrt{f'c} b_0 d \quad (2.74)$$

Dimana β adalah rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom, b_o adalah perimeter dari daerah kritis, jarak yang diambil adalah $d/2$ dari beban terpusat. α_s adalah 40 untuk kolom interior, 30 untuk kolom tepi, dan 20 untuk kolom sudut (SNI-2847-11.11)

c. Kuat lentur dan penulangan pondasi



Gambar 2.13 Daerah kritis Momen Lentur untuk Desain Penulangan

Bagian kritis untuk momen yang terjadi pada sisi muka kolom pada daerah n-n (**Gambar 2.13**). momen lentur pada setiap bagian pondasi harus dilakukan pengecekan dan tulangan yang sesuai harus disediakan.

Tahap untuk mencari jumlah tulangan yang akan digunakan pada pondasi adalah:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (2.75)$$

Dimana, besar M_u didapat berdasarkan perhitungan momen yang bekerja pada daerah kritis

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} \quad (2.76)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{f_y}} \right)$$

(2.76)

$$A_s = \rho b d \quad (2.77)$$

2.5.16. Daya Dukung Tanah dari Pondasi tika

Persamaan daya dukung *Pondasi tika* yang dapat digunakan untuk menghitung kapasitas tanah, yaitu :

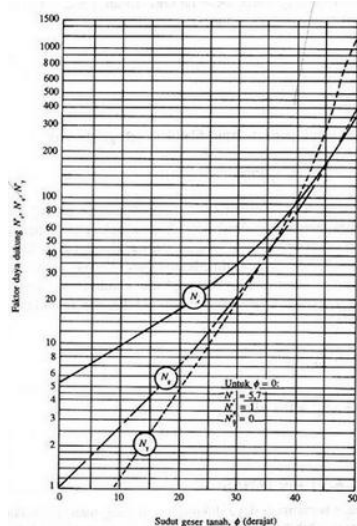
$$Q_u = 1,3 c.N_c + \gamma' D.N_q + 0,4 \gamma.B.N_\gamma \quad (2.78)$$

Dimana :

B = Lebar pondasi

Df = Kedalaman Pondasi

Untuk nilai N_c , N_q , dan N_γ dapat dilihat pada **Gambar 2.14** grafik factor daya dukung tanah untuk keruntuhan geser menyeluruh (Tergazhi).



Gambar 2.14 Grafik Faktor Daya Dukung Tanah untuk keruntuhan geser menyeluruh (Terzaghi)

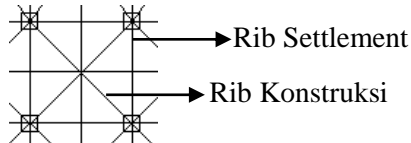
2.5.17. Perencanaan Pondasi Sarang Laba-Laba

Konstruksi Sarang Laba-Laba (KSLL) adalah system pondasi yang terbentuk dari pelat dan rib. Dimana pelat tersebut diperkaku oleh rib yang saling berkaitan membentuk segitiga yang terdapat rongga ditengahnya. Rongga antar rib diisi dengan lapisan tanah timbunan dan pasir yang dipadatkan. Sehingga konstruksi tersebut menjadi konstruksi komposit antara beton dan tanah.

Konstruksi Sarang Laba-Laba terdiri dari 2 bagian konstruksi, yaitu :

1) Konstruksi Beton

- Konstruksi beton pondasi KSSL berupa pelat pipih menerus yang dibawahnya dikakukan oleh rib-rib tegak yang pipih yang tinggi.
- Ditinjau dari segi fungsinya, rib-rib tersebut ada 2 macam yaitu rib konstruksi, dan rib settlement (**Gambar 2.15**).
- Penempatan/susunan rib-rib tersebut sedemikian rupa, sehingga denah atas membentuk petak-petak segitiga dengan hubungan yang kaku (rigid).



Gambar 2.15 Desain Konstruksi sarang laba-laba
Keterangan : 1) Rib Settlement, 2) Rib Konstruksi

2) Perbaikan tanah/pasir

- Rongga yang ada diantara rib-rib/di bawah pelat diisi dengan lapisan tanah/pasir yang memungkinkan untuk dipadatkan dengan sempurna.
- Material tanah pengisi diantara rongga rib harus menggunakan spesifikasi berikut:
CBR > 6%, Indeks Plastisitas (PI) < 30% serta derajat kepadatan (DR) > 90. Spesifikasi material tersebut adalah berdasarkan informasi dari PT.KATAMA SURYABUMI.

2.5.18. Daya Dukung Tanah dari KSSL

Untuk pengecekan daya dukung tanah dilakukan perhitungan seperti pada perhitungan daya dukung tanah pada pondasi tikar. Persamaan daya dukung KSSL yang dapat digunakan untuk menghitung kapasitas tanah menggunakan (persamaan 2.78)

2.5.19. Analisis Kapasitas Pondasi KSSL

a. Analisa kapasitas pelat pondasi

Gaya dalam yang bekerja pada komponen struktur perlu dibandingkan dengan kapasitas penampang komponen struktur tersebut. Untuk menghitung kuat geser V_c pada pelat dari pondasi KSSL dapat digunakan persamaan 2.70 seperti pada analisis geser pondasi tika.

b. Analisa kapasitas rib pondasi

Rib pada pondasi KSSL merupakan balok yang memiliki perbandingan tinggi dengan lebar yang sangat besar, dimana pada salah satu bagian balok menjadi bagian yang dibebani dan bagian yang berlawanan sebagai tumpuan, sehingga strat tekan dapat membentuk diantara bagian yang dibebani dan bagian tumpuan, untuk bentang bersih (l_n) komponen rib pada kasus pondasi KSSL ini harus kurang dari empat kali tinggi rib, sehingga rib dapat dimasukkan kedalam kategori balok tinggi (SNI-2847-2013, pasal 10.7). Gaya geser terfaktor pada rib pondasi KSSL harus diproporsikan menggunakan persamaan 2.79 (SNI-2847-2013 pasal 11.7.3):

$$V_u = \phi 0.83 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.79)$$

Dimana, $\phi = 0.75$

Sedangkan besar kekuatan geser nominal V_c yang disediakan oleh rib pondasi dapat menggunakan persamaan 2.70 seperti pada analisis geser pondasi tika:

Untuk perhitungan kekuatan lentur tidak perlu diberlakukan (SNI-2847-2013 pasal 21.11.8).

2.6. Lendutan dan Defleksi

Defleksi yang diijinkan pada suatu struktur harus memenuhi persyaratan lendutan ijin maksimum berdasarkan SNI 03-2847-2013 yang dapat dilihat pada **Tabel 2.4** berikut:

Tabel 2.4 Lendutan Ijin Maksimum yang Dihitung

Jenis komponen struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Atap datar yang tidak menumpu atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup L	$\ell/180^*$
Lantai yang tidak menumpu atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup L	$\ell/360$
Jenis komponen struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Konstruksi atap atau lantai yang menumpu atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstruktural (jumlah dari lendutan jangka panjang, akibat semua beban tetap yang bekerja, dan lendutan seketika, akibat penambahan beban hidup) [†]	$\ell/480^{\ddagger}$
Konstruksi atap atau lantai yang menumpu atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar.		$\ell/240^{\S}$
<p>*Batasan ini tidak dimaksudkan untuk mencegah kemungkinan penggenangan air. Kemungkinan penggenangan air harus diperiksa dengan melakukan perhitungan lendutan, termasuk lendutan tambahan akibat adanya penggenangan air tersebut, dan mempertimbangkan pengaruh jangka panjang dari beban yang selalu bekerja, lawan lendut (<i>camber</i>), toleransi konstruksi, dan koandalan sistem drainase.</p> <p>[†]Lendutan jangka panjang harus dihitung berdasarkan ketentuan 9.5.2.5 atau 9.5.4.3, tetapi boleh dikurangi dengan nilai lendutan yang terjadi sebelum penambahan komponen non-struktur. Besarnya nilai lendutan ini harus ditentukan berdasarkan data teknis yang dapat diterima berkenaan dengan karakteristik hubungan waktu dan lendutan dari komponen struktur yang serupa dengan komponen struktur yang ditinjau.</p> <p>[‡]Batas lendutan boleh dilampaui bila langkah pencegahan kerusakan terhadap komponen yang ditumpu atau yang disatukan telah dilakukan.</p> <p>[§]Batas lendutan tidak boleh lebih besar dari toleransi yang disediakan untuk komponen non-struktur. Batasan ini boleh dilampaui bila ada lawan lendut yang disediakan sedemikian hingga lendutan total dikurangi lawan lendut tidak melebihi batas lendutan yang ada.</p>		

2.6.1. Lebar Retak

Lebar retak pada suatu balok tergantung pada jumlah tulangan yang dipakai. Berdasarkan SNI-2847-2002 pasal 12.6, nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang dalam ruangan dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar.

Berdasarkan SNI-03-2847-2002 pasal 12.6, lebar retak :

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \beta z \quad (2.80)$$

$$z = f_s \sqrt{d_c A_s} \leq 30 \text{ MN/m} \quad (2.81)$$

dimana,

ω = Lebar retak pada sisi tarik dari balok (mm)

β = Perbandingan dari jarak serat tarik maksimum dengan garis netral pada metode tegangan kerja terhadap jarak dari titik berat tulangan tarik utama terhadap garis netral yang sama.

f_s = 0,6 f_y , tegangan kerja dalam tulangan (MN/m²)

d_c = Tebal dari penutup beton yang diukur dari serat tarik maksimum ke titik pusat yang paling dekat (mm)

A = Luas efektif dari beton tarik sekeliling batang tarik utama dan yang mempunyai titik berat yang sama dengan tulangan tarik dibagi dengan jumlah tulangan (mm²).

BAB III

METODOLOGI

Penelitian tugas akhir ini dilakukan untuk perencanaan pondasi untuk pembangunan apartemen 10 lantai pada kawasan Gunung Anyar Surabaya, untuk mendapatkan hasil yang optimal daripada perencanaan pondasi ini perlu adanya langkah-langkah penelitian yang tepat sehingga dapat mempermudah penulis dalam perencanaannya. Dalam bagian ini penulis akan menguraikan langkah-langkah pada perencanaan pondasi ini sehingga dapat terselesaikan dengan baik.

Pada dasarnya, metodologi perencanaan yang dilakukan penulis dapat dibedakan menjadi tiga tahapan utama, yaitu tahap persiapan, tahap pengumpulan dan pengolahan data, serta tahap analisa dan kesimpulan. Secara skematis, metodologi penelitian ini ditunjukkan pada **Gambar 3.1**.

3.1 Pengumpulan Data

Langkah pertama yang dilakukan adalah mengumpulkan informasi awal untuk mengidentifikasi, merumuskan, dan menentukan tujuan dari pemecahan masalah dengan mempertimbangkan pengetahuan berdasarkan literatur yang ada. Dimana hal-hal yang dikumpulkan berupa:

1. Data umum bangunan

Data umum bangunan meliputi: lokasi gedung, fungsi gedung, jumlah lantai serta material gedung yang digunakan dalam perencanaannya.

2. Data tanah proyek pembangunan apartemen

Untuk data tanah diperoleh dari hasil penyelidikan dan pengujian tanah pada area proyek Gunung Anyar,

Surabaya yang terdiri dari: data bor log SPT, data hasil analisa sample tanah di laboratorium dan *layout* titik bor.

3.2 Studi Literatur

Studi literatur ini dilakukan untuk mendapatkan serta memahami teori-teori yang berhubungan untuk memecahkan masalah dari kasus ini. Konsep yang harus dipahami oleh penulis antara lain:

- a. Analisa parameter tanah
- b. *Preliminary design*
- c. Perencanaan pondasi tiang pancang
- d. Perhitungan pemampatan tanah lunak metode *preloading*
- e. Perhitungan waktu pemampatan
- f. Perencanaan *Prefabricated Vertical Drain*
- g. Perhitungan distribusi pembebanan untuk pondasi dangkal berdasarkan Mochtar 2000
- h. Perencanaan pondasi tikar
- i. Perencanaan pondasi KSSL

3.3 Analisis Data Tanah

Melakukan analisis data tanah yang didapat untuk menentukan parameter fisis tanah yang belum diketahui dan untuk menentukan jenis tanah yang kohesif atau non-kohesif.

3.4 Pemodelan Struktur

Merencanakan dimensi struktur utama bangunan 10 lantai. Perencanaan dimensi struktur tersebut terdiri dari:

- Perencanaan dimensi balok induk
- Perencanaan dimensi balok anak
- Perencanaan ketebalan pelat

- Perencanaan dimensi kolom

Setelah mendapatkan besar daripada dimensi setiap elemen struktur langkah selanjutnya adalah dilakukannya pemodelan menggunakan program bantu SAP 2000 untuk mengetahui besar total beban bedung serta momen yang bekerja pada setiap elemen struktur.

3.5 Perencanaan Pondasi

Pada perencanaan pondasi pada Tugas Akhir ini, dilakukan perhitungan 3 alternatif pondasi untuk mendapatkan perencanaan pondasi yang paling efektif, jenis pondasi yang digunakan adalah:

1. Pondasi dalam
 - a. Pondasi tiang pancang
2. Pondasi dangkal
 - a. Pondasi tikar
 - b. Pondasi KSL

3.5.1 Pondasi Dalam

3.5.1.1 Pondasi Tiang Pancang

Langkah-langkah perencanaan pondasi tiang pancang adalah sebagai berikut:

1. Langkah pertama yang dilakukan pada perencanaan pondasi tiang pancang adalah dengan menentukan besar daya dukung tanah 1 tiang pancang. Data tanah berdasarkan hasil analisis data tanah sebelumnya. Untuk mendapatkan besar daya dukung tanah 1 tiang pancang perlu menentukan besar diameter tiang yang akan digunakan. Perhitungan daya dukung tanah 1 tiang pancang ini menggunakan metode Terzaghi dan Bazar.

2. Setelah mendapatkan besar daya dukung yang sesuai dengan diameter yang direncanakan, hal yang dilakukan adalah menghitung jumlah tiang sementara yang digunakan sesuai dengan beban yang bekerja pada setiap kolom-kolom bangunan serta jarak antar tiang yang dipakai.
3. Dengan jumlah tiang pancang sementara yang telah didapat pada langkah sebelumnya, hal yang dilakukan selanjutnya adalah dilakukan kontrol efisiensi tiang dalam grup menggunakan Seiler-Keeney *Formula*.
4. Melakukan kontrol beban maksimum 1 tiang pancang, dimana dari perhitungan jumlah tiang pancang sementara sebelumnya jumlah tiang pancang yang direncanakan masih berdasarkan beban aksial yang bekerja pada tiang, oleh sebab itu perlu adanya perhitungan kontrol momen yang bekerja pada tiang tersebut untuk disesuaikan dengan daya dukung tiang pondasi tersebut.
5. Kemudian dilakukan kontrol kekuatan tiang terhadap gaya lateral yang mampu diterima oleh pondasi tiang pancang, perumusan yang digunakan dalam kontrol ini diambil dari NAFVAC DM-7 (1971). Beberapa hal yang perlu dihitung untuk kontrol kekuatan tiang terhadap gaya lateral adalah: menghitung faktor kekakuan relatif, menentukan koefisien defleksi, serta menghitung defleksi dan besarnya momen.
6. Setelah seluruh kontrol pondasi telah dilakukan dilakukan perencanaan poer, pada perencanaan poer dilakukan

perhitungan untuk desain geser dan desain lentur. Pada perhitungan desain untuk geser dilakukan kontrol geser 1 arah, *punching shear*, dan *punching shear* untuk 1 tiang pancang sedangkan pada perhitungan desain lentur dilakukan perencanaan tulangan yang akan digunakan pada poer.

3.5.2 Pondasi Dangkal

3.5.2.1 Pondasi Tikar

Langkah-langkah perencanaan pondasi tikar adalah sebagai berikut:

1. Mencari besar tegangan per titik (Δp) akibat konfigurasi beban (p_i) yang didapatkan dengan cara iterasi pembebanan pada tiap titik untuk mendapatkan pemampatan merata (*uniform*).
2. Setelah mendapatkan nilai tegangan pada setiap titik, dilakukan perhitungan pemampatan akibat konsolidasi primer (C_s) sedalam pemasangan PVD. Dari nilai pemampatan yang didapatkan pada setiap titik, dilakukan kontrol terhadap *differential settlement*. Gedung dianggap mengalami penurunan tanah merata apabila sudah memenuhi batas toleransi yaitu $(\delta_i - \delta_n) / \text{jarak} \leq 0,0015$ (sesuai dengan persyaratan Nafvac, DM 7 pada **Tabel 2.2**). Apabila perbedaan penurunan melebihi batas toleransi, maka dilakukan lagi iterasi pembebanan dengan memperbesar beban di ujung-ujung gedung dan mengurangi beban ditengah gedung.
3. Setelah mendapatkan nilai pemampatan yang merata ($\psi_i = \delta_i$) akibat konfigurasi beban yang telah didapatkan, kemudian

dilakukan perhitungan nilai konstanta pegas (k_i) yang merupakan asumsi dari reaksi tanah yang bersifat elastis apabila diberi suatu beban diatasnya. Reaksi tanah yang menghasilkan penurunan tanah yang merata dapat dianggap sama dengan reaksi tanah yang melawan beban gedung. Sehingga, jumlah total reaksi pegas harus sama dengan beban total gedung ($W = \sum k_i \delta_i$)

4. Dari nilai konstanta pegas yang didapatkan, kemudian dicari gaya-gaya dalam pada struktur gedung menggunakan program SAP 2000 dengan mengganti tumpuan jepit sebelumnya menjadi tumpuan pegas dengan jarak antar titik 1 meter.
5. Setelah didapatkan gaya-gaya dalam, kemudian dilakukan kontrol kekuatan struktur yang terdiri dari perhitungan control geser pondasi, perhitungan tulangan, lebar retak, dan defleksi. Apabila tidak memenuhi persyaratan yang telah ditentukan, maka dilakukan perbesaran dimensi pelat, balok, atau kolom sehingga didapatkan struktur yang kaku dan kuat.

3.5.2.2 Pondasi KSSL

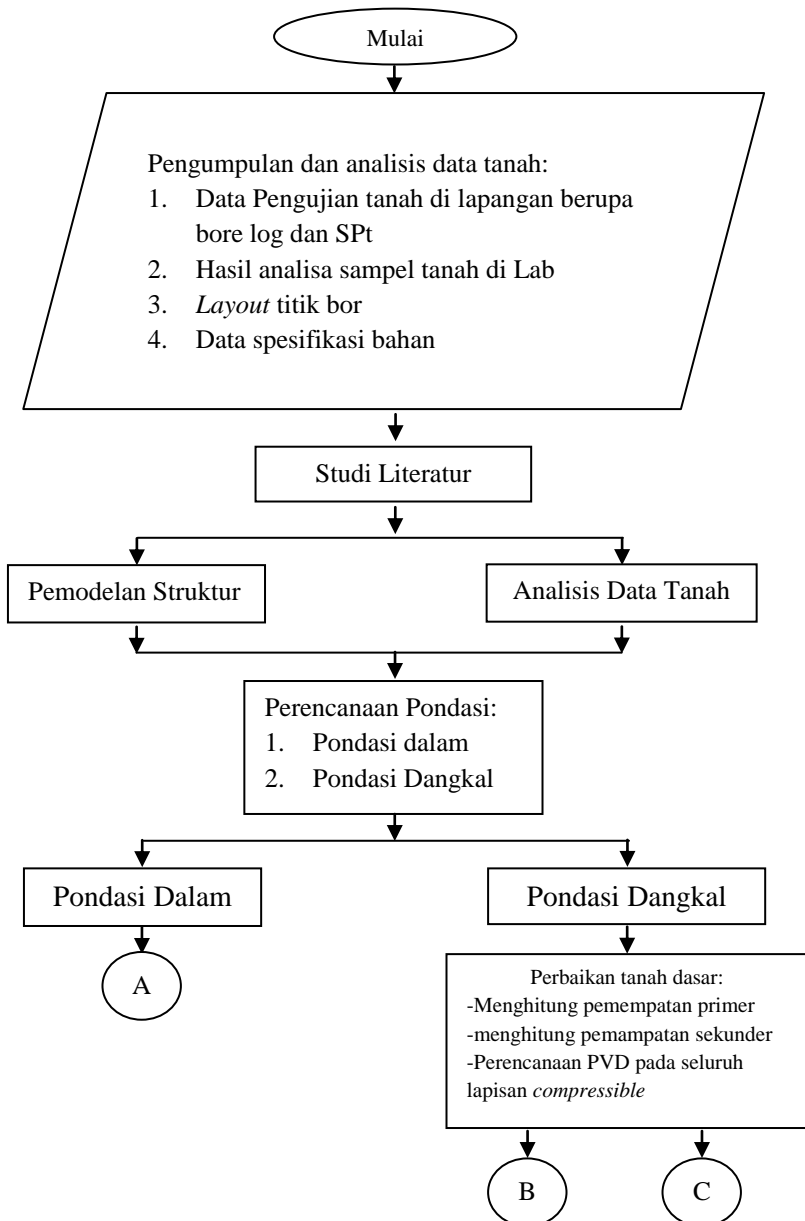
Langkah-langkah perencanaan pondasi KSSL pada dasarnya hampir sama seperti perencanaan pondasi tika, perbedaan perencanaan pondasi KSSL dan pondasi tika terdapat pada kontrol penggunaan material pondasi dan kontrol struktur, jadi langkah perencanaan pondasi KSSL dilakukan sama seperti poin-poin pengerjaan pondasi tika

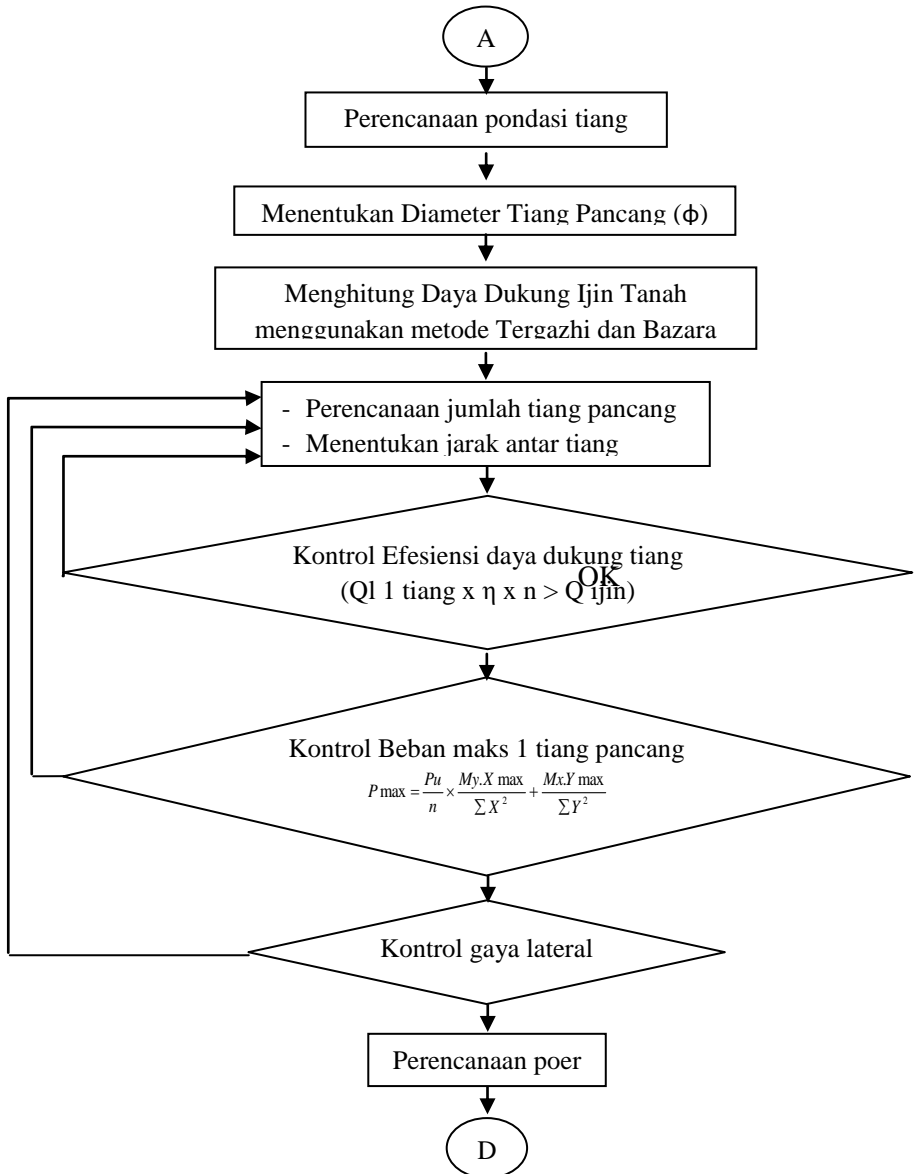
3.6 Estimasi Biaya

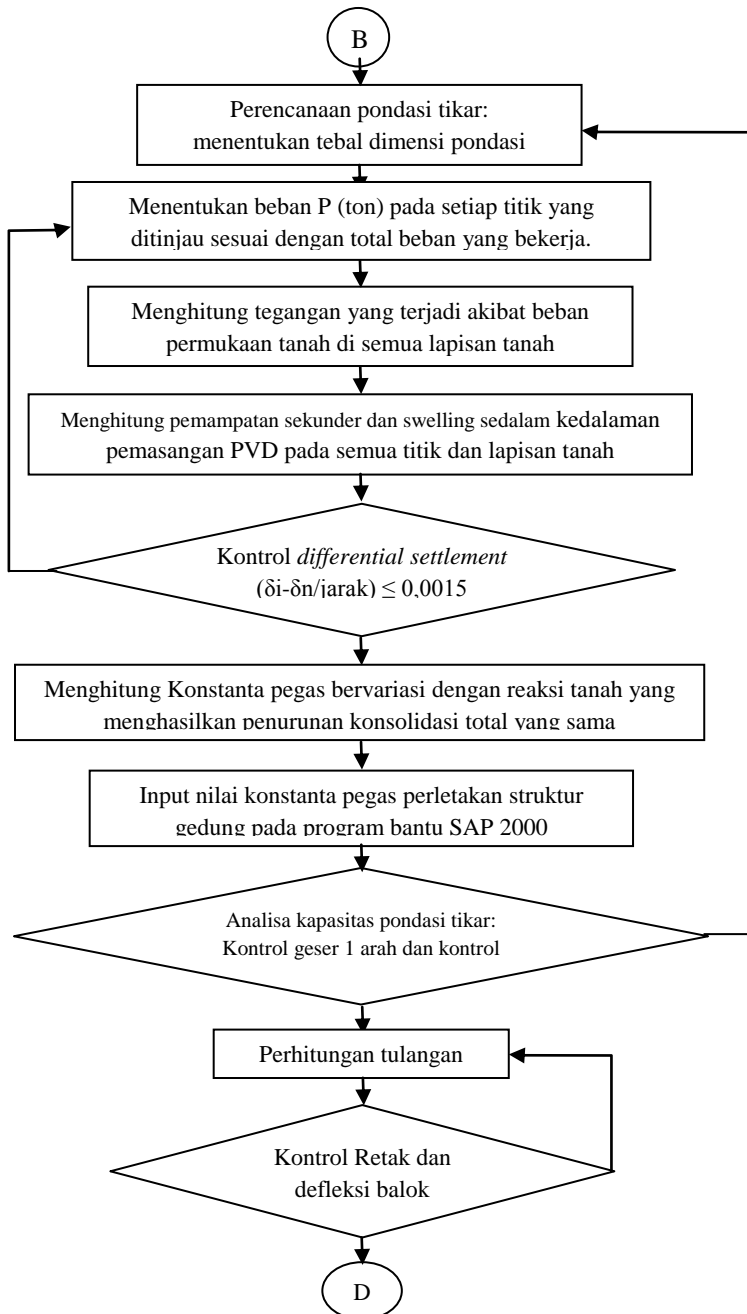
Melakukan perhitungan biaya material yang dibutuhkan untuk masing-masing alternatif perbaikan tanah dan perencanaan pondasi. Sehingga didapatkan perbandingan harga yang kemudian digunakan sebagai penentuan alternatif manakah yang lebih ekonomis.

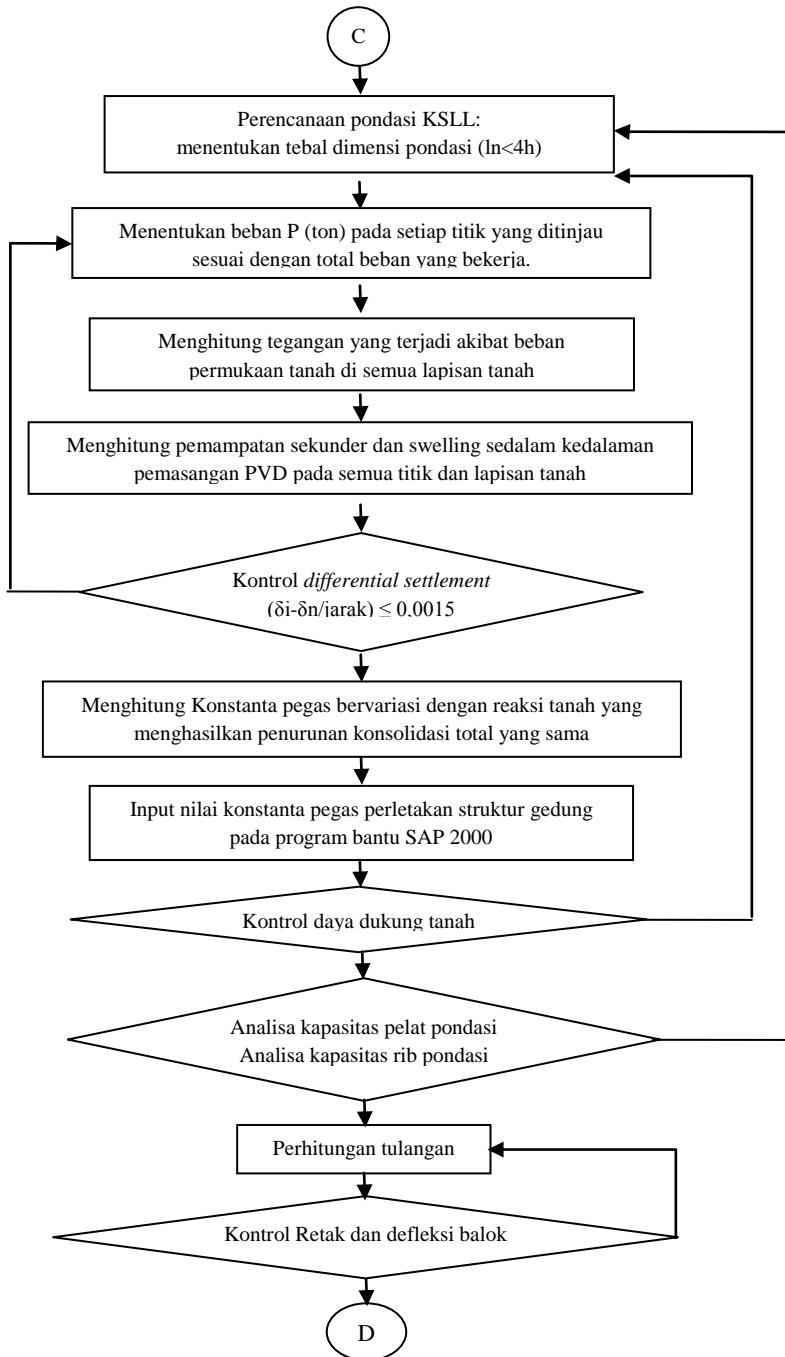
3.7 Kesimpulan

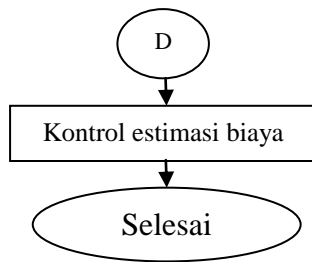
Menjawab semua pertanyaan dari rumusan masalah dan menyimpulkan alternatif perbaikan tanah dan perencanaan pondasi manakah yang paling ekonomis yang dapat diterapkan pada masing-masing beban bangunan pada kawasan Proyek Pembangunan Apartemen Gunung Anyar, Surabaya.











3.1 Skema Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

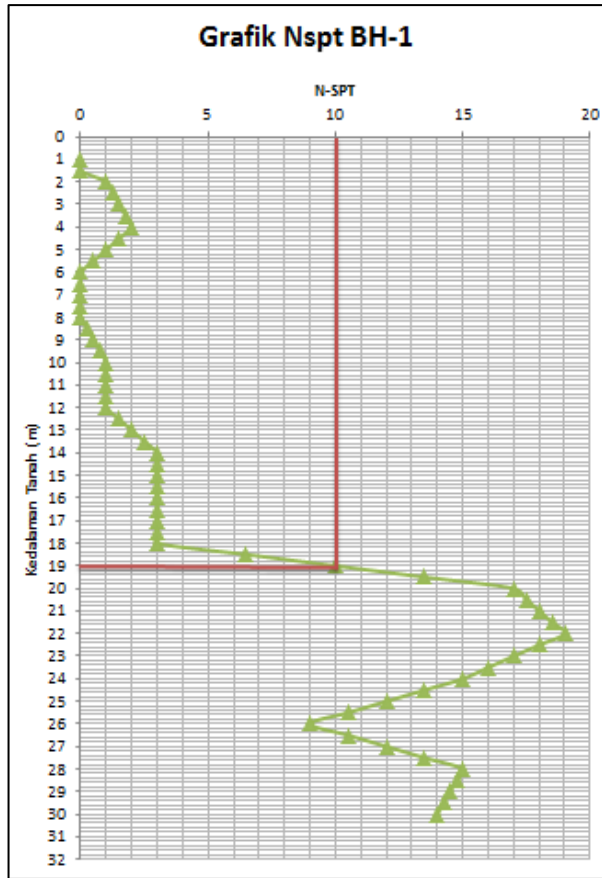
BAB IV PEMBAHASAN

4.1. Analisis Data Tanah

Data tanah dasar yang digunakan dalam Tugas Akhir ini berupa data *bore log* dan hasil tes laboratorium yang dilakukan pada penyelidikan tanah di kawasan Proyek Pembangunan Apartemen Gunung Anyar, Surabaya. Hasil analisis data tanah dasar dan *bore log* dapat dilihat pada **Lampiran 1**.

Nilai konsistensi tanah didapatkan dari data *bore log* sedangkan nilai parameter-parameter tanah berasal dari hasil tes laboratorium yang berupa uji analisa ayakan, *atterberg*, dan uji kekakuan.

Pengambilan sampel tanah dilakukan pada beberapa titik sesuai dengan area yang akan dilakukan pembangunan. Data tanah yang diambil pada perencanaan pembangunan apartemen Gunung Anyar ini berasal dari titik BH-1. Berdasarkan titik BH-1 dilakukan analisa nilai N_{SPT} untuk menentukan kedalaman lapisan *compressible*, dan analisa nilai parameter tanah untuk menentukan data tanah yang dipakai sebagai acuan perencanaan pondasi. Pada Gambar 4.1 dapat dilihat bahwa titik BH-1 memiliki lapisan *compressible* yang mencapai kedalaman 19 meter, dimana nilai N_{spt} kurang dari 10. Lapisan tanah setebal 19 meter inilah yang akan mengalami pemampatan konsolidasi primer untuk waktu tertentu. Berdasarkan hasil *bore log* BH-1 diperoleh lapisan tanah dasar yang didominasi oleh lempung sepanjang kedalaman 30 m.



Gambar 4.1 Grafik NSPT BH-1
(Sumber: Hasil Analisa)

4.1.1. Konsistensi Tanah Dasar

Berdasarkan **Gambar 4.1**, terlihat bahwa lapisan tanah dasarnya mempunyai konsistensi yang berbeda-beda. Hasil konsistensi tanah dasar dapat dilihat pada **Tabel 4.1**

Tabel 4.1: Konsistensi Tanah Dasar

BH-1		
Depth	SPT	Konsistensi
m	kg/cm ²	
2	1	Sangat Lunak
4	2	Sangat Lunak
6	0	Sangat Lunak
8	0	Sangat Lunak
10	1	Sangat Lunak
12	1	Sangat Lunak
14	3	Lunak
16	3	Lunak
18	3	Lunak
20	17	Kaku
22	19	Kaku
24	15	Kaku
26	9	Sedang
28	15	Kaku
30	14	Kaku

4.1.2. Parameter Tanah Dasar

Nilai parameter tanah dasar didapatkan dari hasil uji laboratorium, besarnya nilai parameter tanah dasar dapat dilihat pada **Tabel 4.2**.

Tabel 4.2 Parameter Tanah BH-1

Kedalaman Tanah		0-6	6-12	12-18	18-24	24-30
Specific Gravity (Gs)		2.645	2.672	2.548	2.601	2.612
Void Ratio (e)		1.534	1.427	1.328	1.311	1.298
Degree of Saturation, Sr (%)		100	100	100	100	100
Water Content, Wc (%)		58	53.41	52.12	50.4	49.69
Porosity, n (%)		60.54	58.8	57.04	56.73	56.48
Wet Density, γ_t (gr/cc)		1.649	1.689	1.665	1.693	1.701
Saturated Density, γ_{sat} (gr/cc)		1.649	1.689	1.665	1.693	1.701
Dry Density, γ_d (gr/cc)		1.044	1.101	1.095	1.125	1.137
Consolidation	Preconsolidation Pressure, P_p (kg/cm ²)	1.11	1.02	1.2		
	Compression Index, C_c	0.936	0.686	0.72		
	Compression of Consolidation (cm ² /kg)	0.0084	0.00095	0.000136		
Shieve Analysis	Gravel (%)	0	0	0	0	0
	Sand (%)	11.05	9.34	9.31	10.16	9.37
	Silt + Clay (%)	88.95	90.66	90.69	89.84	90.63
	Liquid Limit, LL (%)	63.24	64.28	71.44	73.64	69.34
Atterberg Limit	Plastic Limit, PL (%)	31.25	32.26	29.78	33.94	31.67
	Plastic Index, IP (%)	31.99	32.02	41.66	39.7	37.67
Strength	Angle of internal friction, ϕ (degree)					
	Cohesion, C (kg/cm ²)					
	Cohesion Undrained, C_u (kg/cm ²)	0.05	0.06	0.15	0.32	0.67

(Sumber: Hasil Uji Laboratorium)

4.1.3. Data Tanah Timbunan

Material timbunan yang digunakan adalah jenis tanah sirtu. Spesifikasi teknis dari material timbunan adalah sebagai berikut:

- Sifat fisik tanah timbunan

$$C = 0$$

$$\gamma_{sat} = 2,2 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_t = 1,8 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

- Geometri Timbunan

Tinggi tanah timbunan (H_{final}) direncanakan hingga elevasi +4.5m dengan pertimbangan muka air banjir pada kawasan Gunung Anyar, Surabaya setinggi (sumber:) dengan luas area timbunan 675 m² dan kemiringan timbunan 1:1,5.

4.2. Pemodelan Struktur

Permodelan struktur pada tugas akhir ini digunakan untuk mendapatkan reaksi perletakan yang nantinya akan digunakan sebagai beban bagi pondasi. Struktur yang dimodelkan adalah bangunan apartemen 10 lantai. Perhitungan pemodelan struktur ini dimulai dengan proses perencanaan awal, dimana pada perencanaan awal ini dilakukan perhitungan untuk mengetahui dimensi dari komponen struktur yaitu, balok induk, balok anak, pelat dan kolom. Perencanaan awal ini diperhitungkan berdasarkan peraturan-peraturan yang berlaku.

4.2.1. Data Perencanaan Struktur

Gedung apartemen 10 lantai ini menggunakan metode beton bertulang secara keseluruhan. Berikut data-data perencanaan struktur gedung:

- Tipe bangunan : Apartemen (10 tingkat)
- Lokasi pembangunan : Gunung Anyar, Surabaya
- Ketinggian total : 40 m
- Ketinggian perlantai : 4 m
- Luas bangunan : 25 x 27 m²
- Mutu beton (f'_c) : 40 MPa
- Mutu baja (f_y) : 350 Mpa

4.2.2. Pembebanan

Pembebanan yang digunakan pada bangunan apartemen ini terdiri dari beban gravitasi, dan beban gempa.

1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (PPIUG 1983)
 - Berat sendiri beton bertulang : 2400 Kg/m³
 - Adukan finishing : 21 Kg/m²
 - Tegel : 24 Kg/m²

○ Dinding setengah bata merah	: 250	Kg/m ²
○ Plafond	: 11	Kg/m ²
○ Penggantung	: 7	Kg/m ²
○ Plumbing dan Ducting	: 25	Kg/m ²
○ Sanitasi	: 20	Kg/m ²
○ Partisi	: 40	Kg/m ²
○ Aspal	: 14	Kg/m ²

- Beban Hidup (SNI 1727:2013)

○ Lantai atap	: 100	Kg/m ²
○ Hujan	: 20	Kg/m ²
○ Lantai Apartemen	: 250	Kg/m ²
○ Tangga	: 300	Kg/m

2. Beban Gempa

Perencanaan dan Perhitungan beban gempa diambil dari puskim.pu.go.id/aplikasi/desain_spektra_Indonesia_2011 yang berdasarkan SNI 1726:2012.

4.2.3. Perencanaan Balok

Perencanaan tinggi minimum (h_{min}) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2.1 (table 9.5 a). Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung. Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

1. Perencanaan Balok Induk

a. Balok Induk (Arah Melintang) : $L = 500 \text{ cm}$

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{500}{16} = 31,25 \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 50 = 33,33 \approx 40 \text{ cm}$$

Jadi digunakan balok induk arah memanjang ukuran 40/60 cm.

- b. Balok Induk (Arah Memanjang) : $L = 700 \text{ cm}$

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{700}{16} = 43.75 \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 50 = 33,33 \approx 40 \text{ cm}$$

Jadi digunakan balok induk arah memanjang ukuran 40/60 cm.

Dimensi yang digunakan pada balok induk secara keseluruhan adalah 40/60 cm.

2. Perencanaan Balok Anak

Balok Anak (Arah Melintang) : $L = 500 \text{ cm}$

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{500}{21} = 23.81 \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 40 = 26,67 \approx 30 \text{ cm}$$

Jadi digunakan balok induk arah memanjang ukuran 30/40 cm.

Dimensi yang digunakan pada balok anak secara keseluruhan adalah 30/40 cm.

4.2.4. Perencanaan Pelat

Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan spesifikasi sebagai berikut:

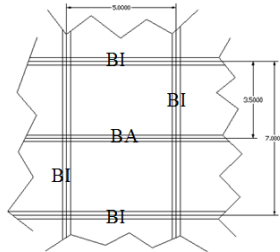
- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 350 MPa

Berikut adalah perhitungan tebal pelat yang akan direncanakan:

1. Pelat tipe1 (700 x 500)

Pelat dimensi 700 x 500 cm bertumpu pada 3 balok induk dan 1 balok anak. Balok induk berdimensi 40/60 dan balok anak berdimensi 30/40 dapat dilihat pada **Gambar 5.1**

5.1

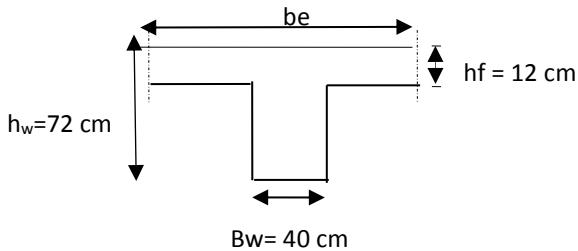


Gambar 4.2 Pelat tipe1 (700 x 500)

$$L_n = 350 - \left(\frac{30}{2} + \frac{40}{2} \right) = 317,5 \text{ cm}$$

$$S_n = 500 - \left(\frac{40}{2} + \frac{60}{2} \right) = 460 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{317,5}{460} = 0,68 < 2 \text{ (Pelat 2 arah)}$$



Perhitungan untuk mencari lebar flens:

- $b_e = \frac{1}{4} L_n = \frac{1}{4} (317,5) = 54,375 \text{ cm}$
- $b_e = b_w + 8 h_f = 40 + 8 \cdot 12 = 136 \text{ cm}$

sehingga digunakan $b_e' = 54,375 \text{ cm}$

$$E_{C \text{ Balok}} = 4700 \sqrt{40} = 29725,4 \text{ MPa}$$

$$E_{C \text{ pelat}} = 4700 \sqrt{40} = 29725,4 \text{ MPa}$$

$$be_{ff} = E_c \text{ pelat} / E_c \text{ balok} \times be_{ff}^* = 54,75 \text{ cm}$$

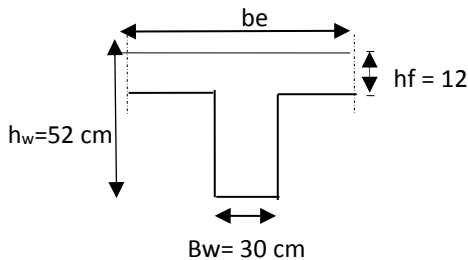
$$K = \frac{1 + \left(\frac{54.375}{35} - 1 \right) \left(\frac{12}{72} \right) \left(4 - 6 \left(\frac{12}{72} \right) \right) + 4 \left(\frac{12}{72} \right)^2 + \left(\frac{54.375}{40} - 1 \right) \left(\frac{12}{72} \right)^3}{1 + \left(\frac{54.375}{40} - 1 \right) \left(\frac{12}{72} \right)}$$

$$K = 1,18$$

$$I_{Balok} = K \cdot b_w \frac{h_w^3}{12} = 1,18 \cdot 40 \cdot \frac{70^3}{12} = 1476701,87 \text{ cm}^4$$

$$I_{Pelat} = L_n \frac{h_f^3}{12} = 317,5 \cdot \frac{12^3}{12} = 36000 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{Balok}}{I_{Pelat}} = 41,02$$



Perhitungan mencari lebar flens:

- $be = \frac{1}{4} L_n = \frac{1}{4} (317,5) = 54.375 \text{ cm}$
- $be = b_w + 8 h_f = 30 + 8 \cdot 12 = 126 \text{ cm}$

sehingga digunakan $be^* = 54,375 \text{ cm}$

$$E_{C \text{ Balok}} = 4700 \sqrt{40} = 29725,4 \text{ MPa}$$

$$E_{C \text{ pelat}} = 4700 \sqrt{40} = 29725,4 \text{ MPa}$$

$$be_{ff} = E_c \text{ pelat} / E_c \text{ balok} \times be_{ff}^* = 54,375 \text{ cm}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{54.375}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{52}\right) \left(4 - 6 \left(\frac{12}{52}\right) + 4 \left(\frac{12}{52}\right)^2 + \left(\frac{54.375}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{52}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{54.375}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{52}\right)}$$

$$K = 1,54$$

$$I_{Balok} = K \cdot bw \frac{h_w^3}{12} = 1,54 \cdot 30 \cdot \frac{52^3}{12} = 540341,579 \text{ cm}^4$$

$$I_{Pelat} = L_n \frac{h_f^3}{12} = 317,5 \cdot \frac{12^3}{12} = 36000 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{Balok}}{I_{Pelat}} = 15,0095$$

$$\alpha_m = \frac{1}{2} \times (25,53 + 15,0095) = 20,26$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3 yang mana

$\alpha_m \geq 2$ maka ketebalan plat minimum adalah

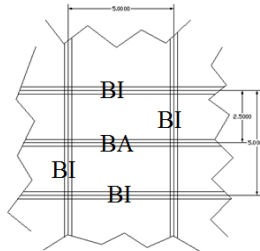
$$h = \frac{317,5 + \frac{350}{1400}}{36 + 9(0,68)} = 5,6 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

Untuk faktor kenyamanan gunakan tebal pelat lantai 12 cm. Tebal rencana pelat 12 cm memenuhi persyaratan tebal minimum.

2. Pelat tipe2 (500 x 500)

Pelat dimensi 500 x 500 cm bertumpu pada 3 balok induk dan 1 balok anak. Balok induk berdimensi 40/60 dan balok anak berdimensi 30/40 dapat dilihat pada **Gambar**

4.3



Gambar 4.3 Pelat tipe2 (500 x 500)

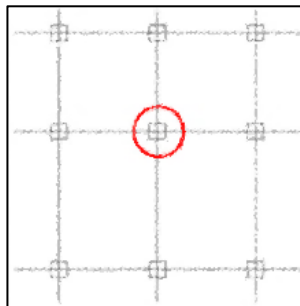
Dengan cara yang sama pada perhitungan tebal pelat tipe1 maka didapat ketebalan pelat adalah 12 cm

3. Pelat Atap

Pelat atap direncanakan memiliki tebal yang berbeda dari pelat lantai apartemen, maka dengan cara yang sama pada perhitungan tebal pelat lantai didapat ketebalan pelat atap adalah 15 cm.

4.2.5. Perencanaan Kolom

Menurut SNI 2847:2013 kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.



Gambar 4.4 Kolom yang ditinjau sebagai desain awal

Seperti yang terlihat pada **Gambar 4.4**, kolom yang direncanakan memikul beban pada luasan pelat berukuran 600 x 500 (cm) dari seperempat masing-masing luasan pelat disekitar kolom tersebut.

Direncanakan:

Tebal pelat lantai = 12 cm

Tinggi lantai tiap lantai = 400 cm

Beban-beban yang terjadi SNI 1727:2013 yang diberikan di tiap lantainya sebagai perencanaan pembebanan kolom. Ukuran kolom dapat di diperhitungkan sebagai **Tabel 4.3** dan **Tabel 4.3** berikut ini.

Tabel 4.3 Besar beban mati yang diterima kolom

Beban Mati	L (m)	B (m)	h (m)	γ (Kg/m³)	Jumlah Tingkat	Beban (Kg)
Pelat Atap	6	5	0.15	2400	1	10800
Pelat Lantai	6	5	0.12	2400	9	77760
Penggantung	6	5		7	10	2100
Plafond	6	5		11	10	3300
BI melintang	5	0.4	0.6	2400	10	28800
BI memanjang	6	0.4	0.6	2400	10	34560
Balok Anak	5	0.3	0.4	2400	10	48000
Dinding (1/2 bata) memanjang	6		5	250	9	67500
Dinding (1/2 bata) melintang	2.5		5	250	9	28125
Tegel	6	5		24	9	6480
Spesi	6	5		21	9	5670
Aspal	6	5		14	1	420
Ducting Plumbing	6	5		30	10	9000
Total Beban mati						322515

Tabel 4.4 Besar beban hidup yang diterima kolom

Beban Hidup	L (m)	B (m)	g (Kg/m ³)	Jumlah Tingkat	Beban (Kg)
Atap	6	5	100	1	3000
Lantai	6	5	250	10	75000
Hujan	6	5	20	1	600
Total Beban Hidup					78600

Dengan koefisien reduksi untuk beban hidup (PPIUG **Tabel 4.4**) = 0.8, maka total beban hidup adalah $LL = 0.8 \times 78600 = 62880 \text{ kg}$

Jadi, berat total berfaktor adalah:

$$W = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ = 487626 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1 \text{ Mpa} = 9,81 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi : } A = 3 \times \frac{P}{f_c'} = 3 \times \frac{487626}{400} = 3728,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi : } b^2 = 3728.03 \text{ cm}^2$$

$$b = 61.06 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}$$

Sehingga dimensi Kolom digunakan adalah 80cm x 80 cm.

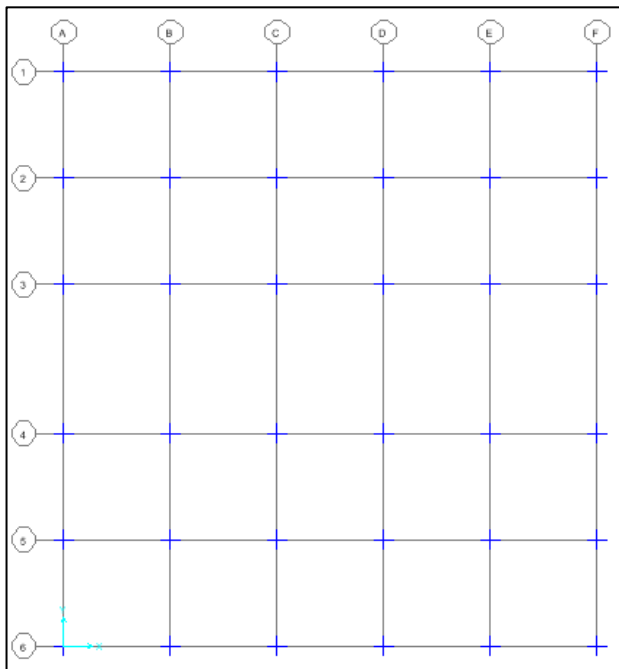
Dari hasil perhitungan perencanaan besar dimensi balok, kolom dan pelat dapat kita lihat rekapan dimensi elemen tersebut pada **Tabel 4.5**

Tabel 4.5 Dimensi elemen struktur

No	Elemen Struktur	Dimensi
1	Balok Anak	30/40
2	Balok Induk	40/60
3	Pelat Atap	15 cm
4	Pelat Lantai	12 cm
5	Kolom	80/80

4.2.6. Hasil Analisa Stuktur

Setelah mendapatkan dimensi pelat, balok dan kolom dari perencanaan awal, struktur dianalisa menggunakan program bantu SAP 2000 untuk mengetahui reaksi perletakan pada bangunan tersebut. Pemetaan titik perletakan dapat dilihat pada **Gambar 4.5** sedangkan untuk hasil reaksi perletakan tersebut dapat dilihat pada **Tabel 4.6**, reaksi yang diambil adalah reaksi beban yang tidak berfaktor.



Gambar 4.5 Pemetaan Titik Perletakan
(Sumber: SAP 2000)

Tabel 4.6 Reaksi Perletakan pada Struktur Gedung dengan kombinasi beban tidak berfaktor (D+L)

Titik	Beban (P)	Titik	Beban (P)
	(Ton)		(Ton)
A1	220.5879	D1	268.8446
A2	265.675	D2	299.1908
A3	299.5275	D3	336.1874
A4	299.5275	D4	336.1874
A5	265.675	D5	299.1908
A6	220.5879	D6	268.8446
B1	262.1229	E1	262.1229
B2	294.3567	E2	294.3567
B3	329.7085	E3	329.7085
B4	329.7085	E4	329.7085
B5	294.3567	E5	294.3567
B6	262.1229	E6	262.1229
C1	268.8446	F1	220.5879
C2	336.1874	F2	265.675
C3	336.1874	F3	299.5275
C4	336.1874	F4	299.5275
C5	299.1908	F5	265.675
C6	268.8446	F6	220.5879

4.3. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Pondasi merupakan suatu komponen struktur pendukung bangunan yang berada di posisi paling bawah yang berfungsi untuk meneruskan beban struktur atas ke tanah sehingga bangunan mampu berdiri diatas tanah. Dalam perencanaan pondasi ada dua jenis pondasi yang umum dipakai dalam dunia konstruksi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Perencanaan pondasi bergantung pada kekuatan dan besar beban struktur yang diterimanya, jika penggunaan pondasi dangkal tidak cukup kuat menahan beban struktur di atasnya, maka digunakan

pondasi dalam. Umumnya pondasi dalam dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif besar. Dikatakan pondasi dalam jika perbandingan antara kedalaman pondasi (L) dengan diameternya (D) adalah lebih besar sama dengan 10 ($L/D \geq 10$). Pondasi dalam ini ada beberapa macam jenis, antara lain pondasi tiang pancang, pondasi tiang bor (pondasi sumuran), lain sebagainya.

Alternatif pondasi yang akan direncanakan penulis pada gedung apartemen 10 lantai ini menggunakan pondasi dalam yaitu pondasi tiang pancang dan pondasi dangkal yaitu pondasi tika (Mat Foundation) serta pondasi sarang laba-laba. Tiang pancang yang akan dipakai adalah tiang pancang beton *precast* produksi PT. WIKA Beton.

4.3.1. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Menggunakan Metode Terzaghi dan Bazara

Data SPT (Standard Penetration Test) dari lapangan tidak langsung dapat digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi dahulu terhadap data SPT asli, sebagai berikut :

1. Langkah pertama adalah mengoreksi nilai N-SPT terhadap muka air tanah. Pada pengerjaan Tugas Akhir ini kondisi tanah BH-1 didominasi lempung dengan nilai $N_{spt} < 15$ sehingga tidak perlu adanya koreksi nilai N-SPT terhadap muka air tanah, tetapi beberapa nilai pada data tanah BH-1 mempunyai nilai N-SPT > 15 , sehingga perlu adanya koreksi nilai N-SPT seperti pada kedalaman-20 memiliki nilai N-SPT 17, maka koreksi nilai N-SPT dapat dihitung dengan cara:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= 15 + \frac{1}{2} (N - 15) && \text{(Terzaghi \& Peck, 1960)} \\
 N_1 &= 15 + \frac{1}{2} (17 - 15) \\
 &= 16
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_1 &= 0,6 N && (\text{Bazaraa, 1967}) \\
 &= 0,6 \times 17 \\
 &= 10,2
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan tersebut dipilih nilai N yang terkecil yaitu $10,2 \approx 11$

Hasil koreksi N-SPT akibat muka air tanah dapat dilihat pada **Tabel 4.7**.

2. Kemudian mengoreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah. Hasil dari koreksi terhadap muka air tanah tersebut dilakukan pengoreksian lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah dimana harga N tersebut didapatkan (tekanan vertikal efektif = *overburden pressure*). Untuk mengetahui nilai P_o (Tekanan vertikal efektif) digunakan persamaan 2.19 dan 2.20.

Contoh perhitungan:

Pada kedalaman ke-12 nilai $P_o = 7,703 \text{ ton/m}^2$ (menggunakan pers. 2.20)

Nilai N koreksi terhadap muka air tanah = 1

Maka, nilai N koreksi terhadap *overburden pressure* adalah $= (4 \times 1) / (1 + 0,4 \times 7,7035)$
 $= 0,995 \approx 1$

Sehingga dipakai nilai N-SPT koreksi 1.

Untuk mengetahui rekap nilai N koreksi terhadap *overburden pressure* dapat dilihat pada **Tabel 4.7**

3. Setelah mendapatkan nilai N-SPT koreksi terhadap *overburden pressure*, selanjutnya adalah mencari besar beban *ultimate* tanah, dimana untuk mencari besar daya dukung *ultimate* menggunakan persamaan 2.23:

Contoh perhitungan:

Diketahui:

N-SPT koreksi pada kedalaman ke-12 = 0,995

Diameter tiang pancang rencana = 0,8 m

Kondisi tanah: lempung lunak

Maka, besar daya dukung *ultimate* adalah:

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= (40 \times 1,28 \times 0,25 \times \pi \times 0,8^2) + (0,995/2 \times 0,5 \times \\ &\quad 0,8 \times \pi) \\ &= 41,27 \text{ ton} \end{aligned}$$

4. Setelah mendapatkan besar beban *ultimate* maka akan didapatkan besarnya daya dukung tanah dengan SF yang direncanakan adalah 3

$$\begin{aligned} Q \text{ ijin tanah} &= Q_{ult}/SF \\ &= 41,273/3 = 13,76 \text{ ton} \end{aligned}$$

Perhitungan nilai besar daya dukung tanah pada setiap kedalaman dapat dilihat pada **Tabel 4.7** berikut ini:

Tabel 4.7 Perhitungan Daya Dukung Ijin (Aksial-Tekan) Tiang Pancang Berdasarkan Harga SPT

Depth (m)	N (blow/ft)	N1	γ_{sat} (t/m3)	N Corr	N rata2 ujung	Qujung (ton)	Σ Rsi (ton)	Qult = Qujung + Σ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=3; (ton)
1	1	1	1.649	2.00	2.86	57.45	1.26	58.70	19.57
2	1	1	1.649	2.00	2.78	55.85	3.77	59.62	19.87
3	2	2	1.649	4.00	2.36	47.52	7.85	55.38	18.46
4	2	2	1.649	4.00	2.00	40.21	11.06	51.27	17.09
5	1	1	1.649	2.00	1.73	34.85	14.20	49.05	16.35
6	0	0	1.649	0.00	1.71	34.30	14.83	49.13	16.38
7	0	0	1.689	0.00	1.68	33.86	14.83	48.69	16.23
8	0	0	1.689	0.00	1.68	33.86	14.83	48.69	16.23
9	1	1	1.689	2.00	1.61	32.28	16.71	48.99	16.33
10	1	1	1.689	2.00	1.42	28.57	18.60	47.17	15.72
11	1	1	1.689	2.00	1.37	27.51	21.11	48.63	16.21
12	1	1	1.689	1.00	1.53	30.69	23.00	53.68	17.89
13	2	2	1.665	2.00	1.84	37.04	25.51	62.55	20.85
14	3	3	1.665	3.00	2.16	43.39	29.28	72.67	24.22
15	3	3	1.665	3.00	2.42	48.68	33.05	81.73	27.24
16	3	3	1.665	3.00	3.05	61.38	36.82	98.20	32.73
17	3	3	1.665	3.00	4.00	80.42	40.59	121.01	40.34
18	3	3	1.665	3.00	4.84	97.36	44.36	141.72	47.24
19	10	10	1.693	9.00	5.84	117.46	53.78	171.25	57.08

Tabel 4.7 Perhitungan Daya Dukung Ijin (Aksial-Tekan) Tiang Pancang Berdasarkan Harga SPT (Lanjutan)

Depth (m)	N (blow/ft)	N1	γ_{sat} (t/m ³)	N Corr	N rata2 ujung	Qujung (ton)	Σ Rsi (ton)	Qult = Qujung + Σ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=3; (ton)
20	17	11	1.693	10.00	6.63	133.34	67.61	200.94	66.98
21	18	11	1.693	10.00	7.47	150.27	80.17	230.44	76.81
22	19	12	1.693	11.00	8.32	167.20	94.00	261.20	87.07
23	17	11	1.693	10.00	8.89	178.84	106.56	285.40	95.13
24	15	15	1.693	13.00	9.58	192.60	120.39	312.98	104.33
25	12	12	1.701	10.00	10.37	208.47	134.21	342.68	114.23
26	9	9	1.701	8.00	10.53	211.64	144.89	356.53	118.84
27	12	12	1.701	10.00	10.68	214.82	156.83	371.65	123.88
28	15	15	1.701	12.00	10.71	215.25	171.91	387.16	129.05
29	15	15	1.701	12.00	10.73	215.81	186.99	402.79	134.26
30	14	14	1.701	11.00	10.92	219.62	201.44	421.06	140.35

4.3.2. Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *prestressed spun pile* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut:

- *Outside diameter* = 800 mm
- *Wall Thickness* = 120 mm
- *Kelas* = A1
- *Concret cross section* = 2564 cm²
- *Unit weight* = 641 kg/m
- *Bending Moment crack* = 40,7 tm
- *Bending moment ultimate* = 63,6 tm
- *Allowable axial load* = 415 ton

Panjang tiang pancang yang direncanakan adalah 30 meter, dengan besar daya dukung tanah pada kedalaman tersebut adalah 140.28 dan mempunyai P_{bahan} beton *precast* sebesar 415

ton. Hal ini menunjukkan bahwa tiang pancang beton *precast* diameter 80 cm dapat digunakan dalam perencanaan.

4.3.3. Perencanaan Jumlah Tiang Pancang

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Hasil dari perhitungan jumlah tiang pancang sementara dapat dilihat pada **Tabel 4.8**:

$$n = \frac{P}{P_{ijin}}$$

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkaan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1.5 meter.

- Jarak antar tiang :

$$2.5 D \leq S \leq 3 D$$

$$2.5 \times 80 \leq S \leq 3 \times 80$$

$$180 \text{ cm} \leq S \leq 240 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang = 200 cm dan 240 cm

- Jarak tepi tiang pancang :

$$1 D \leq S1 \leq 2 D$$

$$1 \times 80 \leq S1 \leq 2 \times 80$$

$$80 \text{ cm} \leq S1 \leq 160 \text{ cm}$$

Digunakan jarak tiang ke tepi = 80 cm

Tabel 4.8 Hasil Perhitungan Jumlah Tiang Pancang

Titik	BEBAN	P ijin 1 Tiang (80)	Jumlah Tiang Pancang	
	(Ton)	(ton)	(buah)	(buah)
A1	220.5879	140.2789713	1.5724944	2
A2	265.675	140.2789713	1.8939047	2
A3	299.5275	140.2789713	2.1352274	3
A4	299.5275	140.2789713	2.1352274	3
A5	265.675	140.2789713	1.8939047	2
A6	220.5879	140.2789713	1.5724944	2
B1	262.1229	140.2789713	1.868583	2
B2	294.3567	140.2789713	2.0983665	3
B3	329.7085	140.2789713	2.3503772	3
B4	329.7085	140.2789713	2.3503772	3
B5	294.3567	140.2789713	2.0983665	3
B6	262.1229	140.2789713	1.868583	2
C1	268.8446	140.2789713	1.9164997	2
C2	336.1874	140.2789713	2.3965631	3
C3	336.1874	140.2789713	2.3965631	3
C4	336.1874	140.2789713	2.3965631	3
C5	299.1908	140.2789713	2.1328272	3
C6	268.8446	140.2789713	1.9164997	2
D1	268.8446	140.2789713	1.9164997	2
D2	299.1908	140.2789713	2.1328272	3
D3	336.1874	140.2789713	2.3965631	3
D4	336.1874	140.2789713	2.3965631	3
D5	299.1908	140.2789713	2.1328272	3
D6	268.8446	140.2789713	1.9164997	2
E1	262.1229	140.2789713	1.868583	2
E2	294.3567	140.2789713	2.0983665	3
E3	329.7085	140.2789713	2.3503772	3
E4	329.7085	140.2789713	2.3503772	3
E5	294.3567	140.2789713	2.0983665	3

Tabel 4.8 Hasil Perhitungan Jumlah Tiang Pancang (Lanjutan)

Titik	BEBAN	P ijin 1 Tiang (80)	Jumlah Tiang Pancang	
	(Ton)		(buah)	(buah)
E6	262.1229	140.2789713	1.868583	2
F1	220.5879	140.2789713	1.5724944	2
F2	265.675	140.2789713	1.8939047	2
F3	299.5275	140.2789713	2.1352274	3
F4	299.5275	140.2789713	2.1352274	3
F5	265.675	140.2789713	1.8939047	2
F6	220.5879	140.2789713	1.5724944	2

- Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok

Untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien efisiensi (η). Daya dukung pondasi kelompok menurut Seiler-Keeney *Formula* menggunakan persamaan 2.24 dan 2.25.

Contoh perhitungan nilai efisiensi pada titik A1, dimana:

Jarak antar tiang (s) = 2 m

Jumlah baris tiang = 2 baris

Jumlah kolom tiang = 2 kolom

$$(\text{Eff}) = 1 - \left\{ 1 - \left(\frac{36 \times 2}{75 \times 2^2 - 7} \right) \times \left(\frac{(2 + 2 - 2)}{2 + 2 - 1} \right) \right\} + \frac{0,3}{2 + 2} = 0,936$$

Daya dukung 1 tiang pancang (Q_{ult}) berdasarkan SPT pada kedalaman 30 adalah 420,046 ton. Sehingga besar daya dukung tiang kelompok adalah:

$$\begin{aligned} Q_L (\text{grup}) &= 420,84 \times 2 \times 0,936 \\ &= 394,046 \text{ ton} \end{aligned}$$

Hasil dari Q_L (group) dilakukan kontrol terhadap beban yang bekerja diatas pondasi tiang, jika Q_L (group) > beban (P) yang terjadi, maka pondasi mampu menerima beban yang diberikan. Hasil perhitungan dapat dilihat pada **Tabel 4.9** berikut ini:

Tabel 4.9 Kontrol Efisiensi Untuk Daya Dukung Tiang

Titik	Beban (P)	Konfigurasi tiang		Jarak antar tiang	efisiensi	Q ult	Ql (Grup)	Ket
	(Ton)	m	n	(m)		ton	ton	
A1	220.5879	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK
A2	265.675	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK
A3	299.5275	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
A4	299.5275	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
A5	265.675	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK
A6	220.5879	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK
B1	262.1229	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK
B2	294.3567	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
B3	329.7085	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
B4	329.7085	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
B5	294.3567	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
B6	262.1229	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK
C1	268.8446	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK
C2	336.1874	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
C3	336.1874	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
C4	336.1874	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
C5	299.1908	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
C6	268.8446	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK
D1	268.8446	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK
D2	299.1908	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
D3	336.1874	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
D4	336.1874	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
D5	299.1908	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
D6	268.8446	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK
E1	262.1229	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK
E2	294.3567	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
E3	329.7085	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
E4	329.7085	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
E5	294.3567	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
E6	262.1229	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK
F1	220.5879	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK

Tabel 4.9 Kontrol Efisiensi Untuk Daya Dukung Tiang
(Lanjutan)

Titik	Beban (P)	Konfigurasi tiang		Jarak antar tiang	efisiensi	Q ult	Ql (Grup)	Ket
	(Ton)	m	n	(m)		ton	ton	
F2	265.675	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK
F3	299.5275	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
F4	299.5275	2	2	2	0.82766	420.84	522.465	OK
F5	265.675	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK
F6	220.5879	2	1	2	0.936338	420.84	394.0456	OK

4.3.4. Kontrol beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Dari perhitungan jumlah tiang pancang sementara sebelumnya jumlah tiang pancang yang direncanakan masih berdasarkan beban aksial yang bekerja pada tiang, oleh sebab itu pada sub bab kali ini perlu adanya perhitungan kontrol momen yng bekerja pada tiang tersebut, untuk menghitung besarnya beban maksumim 1 tiang pancang dapat menggunakan persamaan (2.26).

Pondasi tiang pancang berdiameter 80 cm menghasilkan Q ijin sebesar 140,28 ton. Nilai dari P_{\max} harus lebih kecil dari Q_{ijin} tiang pondasi. Sebagai contoh perhitungan adalah titik perencanaan nomor 1424 dengan gaya akibat kombinasi pembebanan D + L sebesar:

$$F_3 = 336.1874 \text{ ton}$$

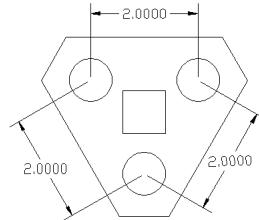
$$M_x = 1.40364 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 0.0928 \text{ ton-m}$$

maka direncanakan jumlah pancang sebanyak:

$$\begin{aligned} n &= F_3 / Q_{\text{ijin}} \\ &= 336.1874 / 140,28 \\ &= 2.39 \approx 3 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan konfigurasi 2x1 pancang seperti pada **Gambar 4.7** dengan menggunakan diameter 80 cm dan jarak antar pancang sebesar 2 D, maka dilakukan penghitungan P_{max} yaitu:



Gambar 4.7 Konfigurasi Pondasi Tiang 2x1

$$x_1 = 1,0 \text{ meter}$$

$$y_1 = 1,51 \text{ meter}$$

$$x_{max} = 1,0 \text{ meter}$$

$$y_{max} = 1,51 \text{ meter}$$

$$x^2 = (1,0+1,0)^2 = 2 \text{ m}^2$$

$$y^2 = (1,0+1,0+1,15)^2 = 9,9225 \text{ m}^2$$

$$P_{max} = \frac{F_3}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_{max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_y \cdot x_{max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{max} = \frac{112,0625}{3} + \frac{(0,0928) \cdot 1,15}{9,9225} + \frac{(1,40364) \cdot 1,0}{2}$$

$$P_{max} = 112,27 \text{ ton (OK)}$$

Hasil dari kontrol jumlah tiang pancang dengan cara mencari besarnya beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dapat dilihat pada **Tabel 4.10**:

Tabel 4.10 Hasil Kontrol Jumlah Tiang Pancang yang Bekerja
Pada 1 Tiang Pancang

Titik	n Tiang	P/n	Pmax		Q ijin	Ket
	Buah	Ton	Ton	Ton	Ton	
A1	2	110.294	110.23	110.36	140.28	Aman
A2	2	132.8375	132.62	133.05	140.28	Aman
A3	3	99.8425	99.64	100.04	140.28	Aman
A4	3	99.8425	99.42	100.26	140.28	Aman
A5	2	132.8375	132.62	133.05	140.28	Aman
A6	2	110.294	110.23	110.36	140.28	Aman
B1	2	131.0615	131.08	131.04	140.28	Aman
B2	3	98.1189	98.13	98.11	140.28	Aman
B3	3	109.9028	110.06	109.75	140.28	Aman
B4	3	109.9028	109.75	110.06	140.28	Aman
B5	3	98.1189	98.11	98.13	140.28	Aman
B6	2	131.0615	131.08	131.04	140.28	Aman
C1	2	134.4223	134.43	134.42	140.28	Aman
C2	3	112.0625	112.18	111.95	140.28	Aman
C3	3	112.0625	112.27	111.85	140.28	Aman
C4	3	112.0625	111.85	112.27	140.28	Aman
C5	3	99.73027	99.67	99.79	140.28	Aman
C6	2	134.4223	134.43	134.42	140.28	Aman
D1	2	134.4223	134.42	134.43	140.28	Aman
D2	3	99.73027	99.79	99.67	140.28	Aman
D3	3	112.0625	112.27	111.85	140.28	Aman
D4	3	112.0625	111.95	112.18	140.28	Aman
D5	3	99.73027	99.76	99.70	140.28	Aman
D6	2	134.4223	134.42	134.43	140.28	Aman
E1	2	131.0615	131.04	131.08	140.28	Aman
E2	3	98.1189	98.13	98.11	140.28	Aman
E3	3	109.9028	110.06	109.75	140.28	Aman
E4	3	109.9028	109.75	110.06	140.28	Aman
E5	3	98.1189	98.11	98.13	140.28	Aman
E6	2	131.0615	131.04	131.08	140.28	Aman
F1	2	110.294	110.36	110.23	140.28	Aman

Tabel 4.10 Hasil Kontrol Jumlah Tiang Pancang yang Bekerja
Pada 1 Tiang Pancang (Lanjutan)

Titik	n Tiang	P/n Ton	Pmax		Q ijin Ton	Ket
	Buah		Ton	Ton		
F2	2	132.8375	133.05	132.62	140.28	Aman
F3	3	99.8425	100.26	99.42	140.28	Aman
F4	3	99.8425	100.04	99.64	140.28	Aman
F5	2	132.8375	133.05	132.62	140.28	Aman
F6	2	110.294	110.36	110.23	140.28	Aman

4.3.5. Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral

Perumusan yang dipakai dalam perhitungan gaya lateral yang diterima oleh pondasi tiang pancang dalam tulisan ini diambil dari NAFVAC DM-7 (1971).

Pada perencanaan ini, kondisi tiang pancang dan poer kaku menempel diatas permukaan tanah, sehingga digunakan langkah-langkah berikut:

1. Menghitung faktor kekakuan relatif (*relative stiffness factor*).

$$t = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Dimana,

$$\begin{aligned} E &= 4700 \times f c'^{0.5} \\ &= 4700 \times 40^{0.5} \\ &= 29725.41 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{64} \pi \times (D_{luar}^4 - D_{dalam}^4) \\ &= \frac{1}{64} \pi \times (80^4 - (80 - 12)^4) \\ &= 961063.4582 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Untuk mencari besarnya nilai f didapat dari grafik pada **Gambar 2.1** pada tinjauan pustaka bab II.

Dengan nilai C_u tanah yang berada dipermukaan sebesar $0,08 \text{ kg/cm}^2$ maka didapat nilai

$$\begin{aligned} Q_u &= 2 \times C_u \\ &= 2 \times 0,08 = 0.16 \text{ kg/cm}^2 = 0.164 \text{ ton/ft}^2 \end{aligned}$$

Dari nilai Q_u tersebut, maka akan didapat besarnya nilai koefisien modulus tanah (f) pada **Gambar 2.1** sebesar $1 \text{ ton/ft}^2 = 0.032 \text{ kg/cm}^2$.

Dengan demikian nilai dari faktor kekakuan relatif adalah:

$$\begin{aligned} t &= \left(\frac{EI}{f} \right)^{0.2} \\ t &= \left(\frac{29725.41 \times 961063.4582}{f} \right)^{0.2} = 245.55 \text{ cm} = 2,46 \text{ m} \end{aligned}$$

2. Menentukan koefisien defleksi ($F\delta$) dan koefisien momen (FM) berdasarkan **Gambar 2.2** pada tinjauan pustakan bab II. Daerah yang mengalami besar defleksi yang paling besar adalah area permukaan, sehingga untuk mencari koefisien defleksi dapat di plot menggunakan **Gambar 2.2** dengan panjang tiang pancang yang direncanakan 30 meter dan $t = 2,45 \text{ m}$ sehingga $L/T = 30/2,45 = 12.265$, dengan demikian nilai koefisien defleksi 0.94. Untuk mencari nilai koefisien momen juga dapat dicari dengan menggunakan cara sebelumnya dengan menggunakan **Gambar 2.2**, dengan nilai $L/T = 12,265$ maka didapatkan nilai koefisien momen (FM) adalah 0.87
3. Menghitung defleksi dan besarnya momen berdasarkan rumus yang terdapat pada **Gambar 2.2**. Besar defleksi dan momen yang dihitung ditinjau dari arah x dan arah y dengan defleksi maksimum sebesar 2,5 cm dan momen maksimum 40.7 ton m (berdasarkan momen *crack* tiang

pancang diameter 80 cm). Gaya geser maksimum dianggap terjadi pada ujung atas tiang pancang, yang besarnya untuk 1 tiang pancang adalah:

$$P = \frac{PT}{n}$$

Dimana:

P = Besar gaya geser 1 tiang pancang.

PT = Besar gaya geser total yang bekerja.

n = Jumlah tiang pancang

Dengan menggunakan contoh perhitungan pada titik C5 yang memiliki besar beban lateral sebesar:

$$PT_x = 0.0709 \text{ ton}$$

$$PT_y = 1.1071 \text{ ton}$$

Dengan jumlah tiang pancang pada titik ini berjumlah 3 buah, sehingga besar gaya geser 1 tiang pancang adalah:

$$P_x = 0.0709/3 = 0.02363 \text{ ton}$$

$$P_y = 1.10701/3 = 0.36903 \text{ ton}$$

maka akan didapatkan nilai defleksi dan momen arah x dan y sebesar:

Rumus yang digunakan untuk mencari nilai defleksi dapat menggunakan persamaan (2.29):

$$\begin{aligned} \delta_{px} &= F \delta \left(\frac{PT}{EI} \right)^3 \\ &= 0.94 \times \left(\frac{0.02363 \times 2.46}{29725.41 \times 961063.4582} \right)^3 \\ &= 0.034132809 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm (OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{py} &= F \delta \left(\frac{PT}{EI} \right)^3 \\ &= 0.94 \times \left(\frac{0,36903 \times 2.46}{29725.41 \times 961063.4582} \right)^3 \end{aligned}$$

$$= 0.532982129 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm (OK)}$$

Rumus yang digunakan untuk mencari besarnya nilai momen dapat menggunakan persamaan (2.10):

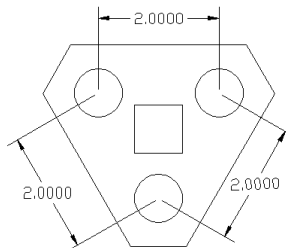
$$\begin{aligned} M_{px} &= F\delta(PT) = 0.94 \times (0.02363 \times 2.45) \\ &= 0.05029 \text{ Ton m} < 40 \text{ Ton m (OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{py} &= F\delta(PT) = 0.94 \times (0.36903 \times 2.45) \\ &= 0.7853 \text{ Ton m} < 40,7 \text{ Ton m (OK)} \end{aligned}$$

4.3.6. Perencanaan Poer

4.3.6.1. Kontrol Tebal Poer

Perencanaan pondasi pada struktur gedung apartemen ini memiliki 2 jenis tipe pondasi, untuk perhitungan perencanaan tulangan poer di ambil salah satu contoh tipe poer, yaitu tipe 1 seperti **Gambar 4.8** Data perencanaan adalah sebagai berikut:



Gambar 4.8 Denah Poer tipe1

P_u	= 431.5631 ton
P_n	= 336.1874 ton
P_{\max} (1 tiang)	= 140.279 ton
Σ tiang pancang tiap group	= 3
Dimensi kolom	= $800 \times 800 \text{ mm}^2$
Dimensi pile cap	= 8.7528 m^3
Mutu beton (f'_c)	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 400 MPa

Diameter tulangan (D)	= 25 mm
Diameter sengkang	= 13 mm
Selimut beton	= 75 mm
Tebal poer	= 1000 mm (asumsi)
Tinggi efektif (d)	= $1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 - 13$
	= 889.5 mm

Untuk mengontrol tebal dimensi daripada poer adalah:

$$P_n \text{ Pile} < P \text{ max (1 tiang)}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Poer (Wg)} &= 2400 \times 8,7528 \times 1 \\ &= 21006.72 \text{ kg} = 21.00672 \text{ ton} \end{aligned}$$

Besar beban kolom yang digunakan adalah beban terbesar yang terjadi pada perencanaan, titik yang memiliki beban terbesar adalah titik D3 dan D4 yaitu 336,187 ton.

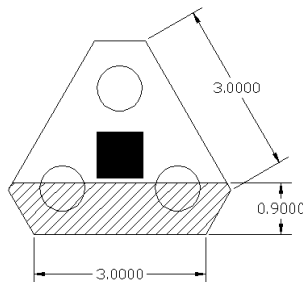
$$P_n, \text{ Pile} = \frac{P_n + Wg(\text{poer})}{n \text{ pile}} = \frac{336.187 + 21.007}{3} = 119.065 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} P_n \text{ Pile} &< P \text{ max (1 tiang)} \\ 119.65 \text{ ton} &< 140.279 \text{ ton (OK)} \end{aligned}$$

4.3.6.2. Desain untuk Geser

1. Geser 1 arah

Beban *ultimate* untuk tiang:



Gambar 4.9 Daerah *Critical Section*

$$Pu, Pile = \frac{Pu + 1.2 Wg(\text{pile cap})}{n \text{ pile}} = \frac{431.5631 + 1.2 \times 21.00672}{3} = 152.257$$

ton

$$Pu, reduce = \frac{a}{\phi} Pu, pile = \frac{500}{800} \cdot 152.257 = 95.161 \text{ ton}$$

Pada daerah yang kritis gaya dari dua tiang (reduced) dan berat sendiri pile cap. Sehingga gaya geser 1 arah adalah:

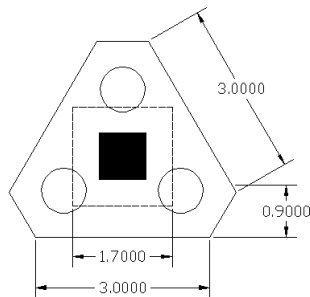
$$\begin{aligned} Vu &= 2 Pu, reduce - \text{berat poer} \\ &= 2(95.161) - (24 \times 3,1339) \\ &= 265.5356 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kapasitas geser beton:

$$\begin{aligned} \phi Vc &= 0.75 (f'c)^{0.5} b \text{ pile cap } d \\ &= 0.75 (40)^{0.5} 300 \times 889.5 \\ &= 1265.7807 \text{ ton} > Vu = 265.5356 \text{ ton (OK)} \end{aligned}$$

Bagian geser adalah pada $d/2$ dari muka kolom, seperti pada **Gambar 4.9**.

2. *Punching Shear*



Gambar 4.10 *Punch Section Area*

$$a1 = 0.8 + 0.9 = 1.7 \text{ m}$$

$$b1 = 0.8 + 0.9 = 1.7 \text{ m}$$

$$U = 2 (a1 + b1) = 6.8 \text{ m}$$

Pada SNI/ACI tidak memberikan prosedur yang eksplisit dalam perhitungan *punching load* pada poer. Sehingga *punching load* diasumsikan sama dengan beban kolom dikurang berat dari bagian pile yang terletak pada $d/2$ ($800/2=400$ mm). *Punching Load* bisa diperhitungkan sebagai berikut:

$$\lambda = 0,49$$

$$\beta = 1$$

$$\begin{aligned} P_{u,punch} &= P_u + W_u - P_{pile(dalam\ d/2)} \\ &= P_u + W_u - (n \cdot \lambda \cdot P_{u,pile}) \\ &= 431.563 + (1,2 \times 24 \times 1,7 \times 1,7) - (3 \times 0,49 \times 152.257) \\ &= 223.817 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tegangan geser pada Punching area:

$$\tau_u = P_{u,punch}/U \cdot d = 223.817 \times 10^4 / 6800 \times 889,5 = 0,37 \text{ MPa}$$

Kapasitas geser pada pile cap (dua arah) adalah nilai terkecil dari persamaan dibawah, dimana $U = b_o$.

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 19509899.71 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 22963737.03 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 12751568.44 \text{ N (Menentukan)}$$

Kapasitas geser beton:

$$V_c = 1275.157 \text{ ton} > P_{u,punch} = 223.817 \text{ ton (OK)}$$

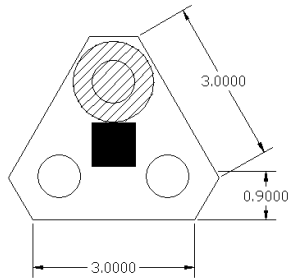
$$\tau_c = 0,33 \lambda (f'_c)^{0.5}$$

$$= 0,33 \cdot 1 \cdot (40)^{0.5}$$

$$= 2,087 \text{ MPa} > \tau_u = 0,37 \text{ MPa (OK)}$$

Sehingga ketebalan poer memenuhi persyaratan untuk *punching shear*.

3. *Punching Shear* untuk 1 tiang pancang



Gambar 4.11 *Critical Punching Shear*

$P_{u,pile} = 152.257 \text{ ton}$

$U = 1.7671 \text{ m}$ (dari autocad)

Tegangan geser ultimate :

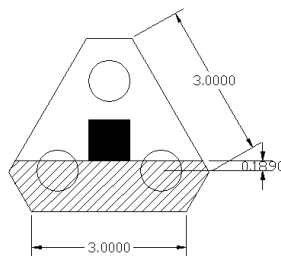
$$\tau_u = P_{u,pile} / U \cdot d = 152.257 \times 10^4 / 1767.1 \times 889,5 = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,97 \text{ Mpa} < \tau_c = 2,087 \text{ Mpa (OK)}$$

Sehingga ketebalan poer memenuhi persyaratan untuk *punching shear* 1 tiang pancang.

4.3.7. Desain untuk Lentur

Bagian paling kritis untuk lentur adalah pada muka kolom dapat dilihat pada **Gambar 4.12**.



Gambar 4.12 Bagian Kritis untuk Desai Lentur

$$M_u = n \cdot P_{u,pile} \cdot X - W_u \cdot X$$

$$= 3 \times 152,257 \times 0,189 - (1,2 \times 24 \times 3 \times 3,4615/2)$$

$$= 91,984 \text{ tm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{91,984 \times 10^7}{0,9 \times 3800 \times 889,5^2} = 0,49 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 6,17$$

$$\rho = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,02}{400}} \right) = 0,0002$$

$$\rho_{\min} = 0,25 (f'c)^{0,5} / f_y = 0,0039$$

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$\beta_1 = 0,8$$

Sehingga: ρ pakai = 0,0039

Tulangan dibutuhkan :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0039 \times 3000 \times 889,5 = 10407,15 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 18D29 ($A_s = 11889,36 \text{ mm}^2$).

4.4. Perbaikan Tanah

Pada pembangunan gedung apartemen Gunung anyar, penulis mencari alternatif pondasi yang baik untuk gedung tersebut, pondasi yang dijadikan sebagai alternatif adalah pondasi dalam yang berupa tiang pancang dan pondasi dangkal yang berupa pondasi tikar serta pondasi sarang laba-laba. Pada penggunaan pondasi dangkal untuk gedung apartemen yang berada diatas tanah lunak perlu adanya perbaikan tanah untuk mempercepat pemampatan tanah akibat konsolidasi primer dan meningkatkan daya dukung tanah dasar. Untuk mempercepat pemampatan tanah akibat konsolidasi primer, digunakan *Prevacabricated Vertical Drain* (PVD).

Dalam penulisan Tugas Akhir ini, penulis melakukan perencanaan perbaikan tanah dibawah gedung 10 lantai. Dimana perbaikan tanah dilakukan pada seluruh lapisan *compressible* (19 meter).

4.4.1. Perhitungan Beban Ekvivalen Bangunan (q_{ekiv})

Beban ekvivalen bangunan (q_{ekiv}) merupakan beban timbunan sementara yang digunakan untuk menggantikan beban bangunan pada saat perbaikan tanah menggunakan metode *preloading* berlangsung. Q ekiv ini akan di konversikan menjadi tinggi timbunan (h) yang nantinya akan dibongkar setelah perbaikan tanah selesai.

Dalam mencari besarnya nilai q ekiv ini, beban ekvivalen bangunan dihitung berdasarkan besar beban bangunan secara keseluruhan per luasan bangunan, besar beban bangunan secara keseluruhan adalah 10304.805 ton sedangkan luasan bangunan adalah 25 x 27 m² sehingga besar q ekivalen bangunan adalah:

$$\begin{aligned} Q_{ekiv} &= 10304.085 / (25 \times 27) \\ &= 15.265 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Dengan nilai γ_{timb} sebesar 1.8 t/m³, maka didapatkan tinggi ekvivalen (H_{ekiv}) bangunan sebesar

$$H_{ekiv} = 15.265 / 1.8 = 8.48 \text{ m.}$$

4.4.2. Perhitungan Pemampatan Akibat Konsolidasi Primer (S_c)

Perhitungan pemampatan tanah akibat konsolidasi primer pada perencanaan ini berdasarkan kondisi *over consolidated* dengan pertimbangan kondisi tanah yang dipengaruhi oleh fluktuasi muka air. Hasil yang didapat dari perhitungan nilai pemampatan tanah (S_c), akan diperoleh besarnya tinggi awal (H_{initial}) dan tinggi akhir (H_{final}).

Untuk mendapatkan grafik H_{initial} dan H_{final} dilakukan perhitungan pemampatan dengan variasi beban timbunan sebagai sehingga mendapatkan besarnya H_{final} yang sesuai dengan perencanaan.

4.4.3. Data Perencanaan

Berikut ini contoh perhitungan pemampatan tanah dasar pada lapisan 1.

$$\text{Tebal lapisan 1 (h)} = 1 \text{ m}$$

Kedalaman titik tinjau (z)	= 0,5 m
Berat volume tanah <i>saturated</i> (γ_{sat})	= 1,649 t/m ³
Berat volume air (γ_w)	= 1 t/m ³
<i>Compression Index</i> (Cc)	= 0,936
<i>Swelling Index</i> (Cs)	= 0,1872
Angka pori (eo)	= 1,534
P fluktuasi	= 2 t/m ²

4.4.4. Tegangan *Overburden* Efektif (P_o')

Berikut perhitungan tegangan *overburden* efektif tanah (P_o') pada lapisan 1.

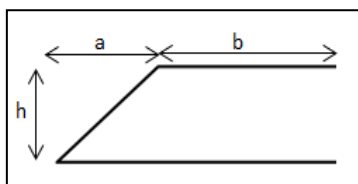
$$\begin{aligned}
 P_o'(z-1) &= \gamma' \times (h - z) \\
 &= (1,649 - 1) \times (1 - 0,5) \\
 &= 0,3245
 \end{aligned}$$

Untuk tegangan *overburden* efektif pada seluruh lapisan *compressible* dilakukan perhitungan yang sama yang kemudian ditambahkan tegangan pada setiap lapisan atasnya, untuk hasil tegangan *overburden* efektif tanah dapat dilihat pada **Lampiran 2**

4.4.5. Tegangan Vertikal akibat Beban Timbunan

Untuk mendapatkan besarnya tegangan tanah vertikal akibat beban timbunan (Δp) yang diterima suatu titik pada kedalaman tertentu perlu adanya nilai koefisien pengaruh I berdasarkan grafik Oosterberg pada **Gambar 2.1** pada bab 2 sebelumnya.

Faktor-faktor yang mempengaruhi besarnya tegangan vertikal akibat beban timbunan adalah lebar timbunan, kedalaman timbunan, tinggi timbunan serta beban timbunan. Berikut perhitungan tegangan vertikal akibat beban timbunan pada kedalaman 0-1 dengan beban timbunan sebesar 18 t/m².



q timbunan	= 18 t/m ²
h timbunan	= 9 m
kemiringan	= 1:1,5
γ_{timb}	= 2 t/m ³
a	= 13,5 m

$$\begin{aligned}
 b &= 12,5 \text{ m} \\
 \text{Titik tinjau tegangan (z)} &= 0,5 \text{ m} \\
 a/z &= 13,5/0,5 = 27 \\
 b/z &= 12,5/0,5 = 25
 \end{aligned}$$

dari nilai a/z dan b/z yang telah didapat kemudin di plot kedalam grafik Oesterberg untuk mendapatkan besar nilai faktor I , untuk titik tinjau tegangan pada kedalaman 0,5 adalah 0,5. Sehingga besar nilai penambahan tegangan vertikal akibat beban timbunan pada kedalaman 0,5 adalah:

$$\Delta p = q \text{ timb} \times I = 13 \times (2 \times 0,5) = 18 \text{ t/m}^2.$$

Hasil perhitungan penambahan tegangan vertikal akibat beban timbunan dengan beban timbunan yang bervariasi dari seluruh lapisan *compressible* dapat dilihat pada **Lampiran 2**

4.4.6. Besar Pemampatan Primer (S_c)

Perhitungan besar pemampatan primer pada lapisan tanah pada kasus tanah *Over Consolidated* (OC Soil) adalah dengan menggunakan rumus pada persamaan (2.27), (2.28) atau (2.29) pada bab 2, pada pengerjaan tugas Akhir ini, besar pemampatan dihitung berdasarkan persamaan (2.28) dan (2.29) karena tanah terkonsolidasi lebih (OC-soil), dimana:

$$S_c = \frac{C_c \times H}{1 + e_0} \log \left(\frac{p_c}{p'_o} \right) + \frac{C_c \times H}{1 + e_0} \log \left(\frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right)$$

Bila $(p'_o + \Delta p) > p_c$

$$S_c = \frac{C_s}{1 + e_0} H \log \frac{p'_c}{p'_0} + \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_c}$$

Dimana:

$$\begin{aligned}
 \sigma'_c &= P \text{ fluktuasi} + \sigma'_o \\
 &= 2 + 0,3245 \\
 &= 2,3245 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Besar pemampatan pada lapisan tanah 1 adalah:

$$\begin{aligned}
 S_c &= \left[\frac{1}{1+1,534} 0,936 \log \left(\frac{2,3245}{0,3245} \right) \right] + \left[\frac{1}{1+1,534} 0,936 \log \left(\frac{0,3245+13}{2,3245} \right) \right] \\
 &= 0,343 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Untuk hasil besar pemampatan primer dengan beban timbunan yang bervariasi dari seluruh lapisan *compressible* dapat dilihat pada **Lampiran 2**.

4.4.7. Perhitungan Nilai Hinitial dan Hfinal

Setelah mendapatkan nilai pemampatan primer dari semua variasi beban timbunan, kemudian dilakukan perhitungan untuk mencari nilai dari Hinitial dan Hfinal. Berikut ini merupakan contoh perhitungan mencari Hinitial dan Hfinal dengan beban timbunan $q = 18 \text{ t/m}^2$

$$H_{\text{initial}} = \frac{q + S_c(\gamma_{\text{timb}} - (\gamma_{\text{sat timb}} - \gamma_w))}{\gamma_{\text{timb}}}$$

$$H_{\text{initial}} = \frac{18 + 3,274(2 - (2.2 - 1))}{2}$$

$$= 10,31 \text{ m}$$

Dengan cara yang sama dilakukan perhitungan kembali untuk variasi dari beban timbunan sehingga mendapatkan hasil Hfinal sesuai dengan perencanaan. Besar H final pada iterasi pertama adalah sebagai berikut:

$$H_{\text{final}} = H_{\text{initial}} - S_c \text{ timb} - H_{\text{ekiv}}$$

$$H_{\text{final}} = 11.81 - 3,25 - 8.48$$

$$= 0,072 \text{ m}$$

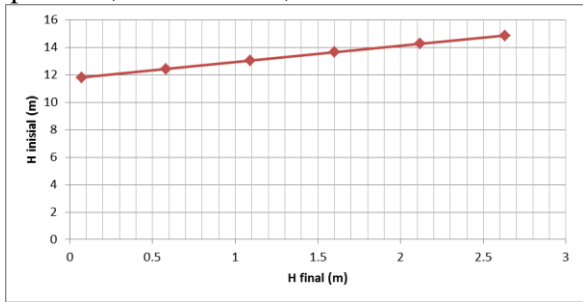
H final rencana pada pembangunan struktur apartemen ini adalah 1 meter, pada percobaan perhitungan pertama besar H final belum memenuhi besar H final rencana, oleh sebab itu perlu ada perhitungan ulang seperti pada perhitungan sebelumnya sehingga menghasilkan besar H final yang diinginkan. Variasi beban timbunan serta hasil Hfinal dapat dilihat pada **Tabel 4.11**

Tabel 4.11 Nilai H initial dan H final akibat Pemampatan Primer (Sc)

NO	Beban q (t/m ²)	H timbunan	Sc akibat Timbunan (m)	Hinitial	H ekuivalen bangunan	Hfinal (m)
1	18	10.000	3.258	11.8097859	8.480555556	0.072
2	19	10.556	3.364	12.42435	8.480555556	0.580
3	20	11.111	3.466	13.03655542	8.480555556	1.090
4	21	11.667	3.564	13.64658167	8.480555556	1.602
5	22	12.222	3.658	14.25459701	8.480555556	2.116
6	23	12.778	3.749	14.86074838	8.480555556	2.631

(Sumber: Hasil Analisa)

Muka air banjir pada kawasan Surabaya adalah sekitar 0,5 m s/d 0,7 m (*Sumber: Ciptakarya.pu.go.id*) oleh sebab itu penulis merencanakan tinggi urugan pada pembangunan gedung apartemen ini adalah setinggi 1 meter. Nilai Hinitial yang dipakai pada saat perencanaan dapat diambil dari grafik hubungan antara Hinitial dan Hfinal (**Gambar 4.13**) atau dapat dilakukan dengan cara interpolasi. Besar Hinitial yang dipakai berdasarkan grafik adalah sebesar 10,6 m sedangkan berdasarkan perhitungan yang dilakukan menggunakan metode interpolasi didapat nilai Hinitial sebesar 10,45 m (dipakai). Dengan tinggi Hinitial yang telah direncanakan, maka menentukan besar penurunan (Sc) juga perlu dilakukan interpolasi, sehingga besar penurunan yang didapat jika H inisial pakai 10,45 m adalah 3,3 m



Gambar 4.13 Grafik Hubungan Hinitial dan H final

4.4.8. Perhitungan Waktu Pemampatan Konsolidasi

Setelah didapatkan besar pemampatan konsolidasi primer akibat beban timbunan dan beban gedung, dilakukan perhitungan waktu konsolidasi yang dibutuhkan untuk menyelesaikan seluruh pemampatan akibat konsolidasi primer tersebut. Hal ini bertujuan untuk mengetahui waktu yang dibutuhkan tanah memampat sehingga menjadikannya parameter untuk mempercepat pemampatan menggunakan *Prevacibrated Vertical Drain* (PVD). Parameter tanah yang dipakai untuk menghitung waktu konsolidasi alami dapat dilihat pada **Tabel 4.12**

Tabel 4.12 Koefisien Konsolidasi akibat Aliran Air Pori arah Vertikal

z	Cv
	cm ² /s
0-6	0.0084
6-12	0.00095
12-18	0.000136

(Sumber: Laboratorium Mekanika Tanah)

Karena setiap lapisan tanah memiliki nilai Cv yang berbeda, maka nilai Cv yang digunakan adalah Cv gabungan, untuk mencari nilai Cv gabungan adalah:

$$C_v \text{ gab} = \frac{(H_1 + H_2 + H_3)^2}{\left[\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \frac{H_3}{\sqrt{C_{v3}}} \right]^2}$$

$$= \frac{(6+6+7)^2}{\left[\frac{6}{\sqrt{0,0084}} + \frac{6}{\sqrt{0,00095}} + \frac{7}{\sqrt{0,000136}} \right]^2}$$

$$= 0,00049 \text{ cm}^2/\text{det} = 0,0295 \text{ m}^2/\text{minggu}$$

$$T_{90} = 0,848 \text{ (BAB 2)}$$

$$\text{Hdr} = 19 \text{ m (tebal lapisan compressible)}$$

$$T_{90} = \frac{T_v \times \text{Hdr}^2}{C_v} = \frac{0,848 \times 19^2}{0,0295} = 2594.78 \text{ minggu}$$

$$= 216,23 \text{ tahun}$$

Karena waktu pemampatan yang terjadi sangat lama yaitu sekitar 216 tahun 3 bulan, maka dalam perencanaan ini perlu

dilakukan perbaikan tanah menggunakan *Prevabricated Vertical Drain* (PVD) untuk mempercepat waktu konsolidasi.

4.4.9. Perencanaan *Prevabricated Vertical Drain* (PVD)

Pada perencanaan ini, PVD dipasang pada seluruh lapisan tanah *compressible* yaitu 19 m. Pola pemasangan PVD yang akan digunakan adalah pola segiempat dengan pertimbangan pola segiempat lebih mudah pemasangannya dilapangan dibandingkan dengan pola segitiga. Jarak variasi pemasangan yang akan dicoba adalah jarak 0,6 m, 0,8 m, dan 1,0 m. hal ini dilakukan untuk mendapatkan jarak pola pemasangan PVD yang efisien. Berikut ini adalah contoh perhitungan derajat konsolidasi akibat pemasangan PVD dengan perencanaan sebagai berikut:

Cv	= 0,0004877 cm ² /det	= 249,946 cm ² /minggu
Ch	= 0,0009754 cm ² /det	= 589,892 cm ² /minggu
Hdr	= 19 m	= 1900 cm
Pola	= segiempat	
Jarak	= 0,8 m	= 700 cm
Lebar PVD	= 10 cm (spesifikasi CeTeau-Drain CT-D812)	
Tebal PVD	= 0,5 cm (spesifikasi CeTeau-Drain CT-D812)	
Berat PVD	= 80 g/m	

- Diameter ekivalen untuk PVD
Untuk susunan pola segiempat besar diameter ekivalen (D) dari lingkaran tanah akibat pengaruh dari PVD adalah

$$D = 1,13 S = 1,13 \times 60 = 67,8 \text{ cm}$$
Sedangkan diameter ekivalen untuk PVD (dw) adalah

$$Dw = (a+b)/2 = (10 + 0,5)/2 = 5,25 \text{ cm}$$
- Fungsi hambatan yang diakibatkan jarak antar PVD, F(n)
Perhitungan besar fungsi hambatan diakibatkan jarak antar PVD untuk berbagai variasi jarak pemasangan PVD dihitung dengan cara:

$$F(n) = \ln(D/dw) - \frac{3}{4} = \ln(67,8/5,25) - \frac{3}{4} = 1,8083$$
- Perhitungan derajat konsolidasi total
Perhitungan derajat konsolidasi arah vertikal dan horizontal untuk jarak pemasangan PVD, S = 0,6 m

dengan pola pemasangan segiempat dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini:

Derajat konsolidasi vertikal

$$U_v = 2 \left(\frac{\sqrt{T_v}}{\pi} \right) \times 100\%$$

$$\text{Dimana } T_v = 2 \left(\frac{t \times C_v}{\pi} \right) = 2 \left(\frac{2 \times 249,946}{\pi} \right) = 0,000087$$

$$U_v = 2 \left(\frac{\sqrt{0,000087}}{\pi} \right) \times 100\% = 1,056\%$$

Derajat konsolidasi horizontal

$$U_h = \left[\frac{1}{e^{\left(\frac{t \times 8 \times C_h}{D^2 \times 2 \times F(n)} \right)}} \right] \times 100\%$$

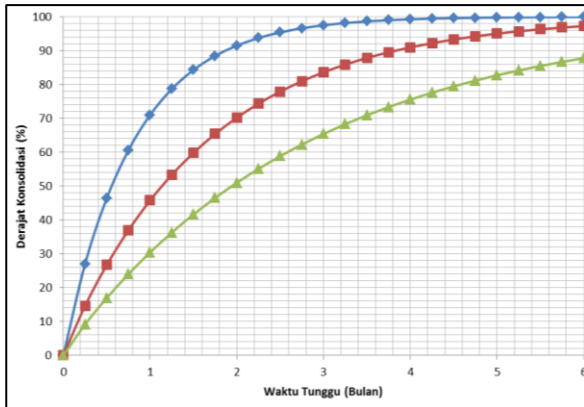
$$U_h = \left[\frac{1}{e^{\left(\frac{2 \times 8 \times 589,892}{67,8^2 \times 2 \times 1,8083} \right)}} \right] \times 100\% = 26,22 \%$$

Derajat konsolidasi total

$$U_{\text{total}} = [1 - (1 - U_h) \times (1 - U_v)] \times 100\%$$

$$U_{\text{total}} = [1 - (1 - 26,22) \times (1 - 1,056)] \times 100\% \\ = 27,002\%$$

Dengan cara yang sama seperti diatas, kemudian dilakukan perhitungan kembali dengan waktu konsolidasi yang mencapai U total= 90% dengan jarak yang bervariasi. Dari hasil perhitungan tersebut, didapatkan grafik hubungan Utotal dengan waktu yang dibutuhkan untuk mencapai derajat konsolidasi (Ur) yang dibutuhkan (**Gambar 4.15**). Hasil perhitungan derajat konsolidasi untuk pola pemasangan PVD segiempat dapat dilihat pada **Lampiran 2**



Gambar 4.14 Grafik Hubungan Waktu Derajat Konsolidasi
(Sumber: Hasil Analisa)

Dalam perencanaan ini diputuskan untuk menggunakan jarak (spasi) PVD 0,8 meter atas pertimbangan dapat mencapai $U = 90\%$ dalam waktu 4 bulan sedangkan untuk spasi PVD 1 meter dalam batas waktu 6 bulan derajat konsolidasi belum mencapai 90%. Perbedaan waktu yang cukup banyak dapat menghemat waktu pelaksanaan, sedangkan jika dibandingkan dengan pemasangan PVD spasi 0,6 meter dapat menghemat waktu 2 bulan pengerjaan, hanya saja mempertimbangkan harga PVD yang mahal maka, pemasangan PVD menggunakan spasi 0,8 meter. Hasil perhitungan derajat konsolidasi dengan spasi 0,8 meter dapat dilihat pada **Tabel 4.13**.

Tabel 4.13 Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi untuk Pola Pemasangan PVD Segiempat dengan spasi 0,8 m

t	Tv	Uv	Uh	Ur
(month)		(%)	(%)	(%)
0	0	0	0	0
0.25	8.75383E-05	1.055733	13.72173	14.6326
0.5	0.000175077	1.493032	25.5606	26.672
0.75	0.000262615	1.828584	35.77497	36.94938
1	0.000350153	2.111467	44.58776	45.75777
1.25	0.000437692	2.360691	52.19127	53.31989
1.5	0.00052523	2.586008	58.75146	59.81815
1.75	0.000612768	2.793208	64.41147	65.40553
2	0.000700307	2.986065	69.29483	70.21171
2.25	0.000787845	3.1672	73.50811	74.34716
2.5	0.000875383	3.338522	77.14326	77.90633
2.75	0.000962922	3.501471	80.2796	80.9701
3	0.00105046	3.657167	82.98558	83.60782
3.25	0.001137998	3.8065	85.32025	85.87904
3.5	0.001225537	3.950192	87.33457	87.83488
3.75	0.001313075	4.088837	89.07248	89.51929
4	0.001400613	4.222933	90.57193	90.97007
4.25	0.001488152	4.3529	91.86562	92.2197
4.5	0.00157569	4.479097	92.9818	93.29615
4.75	0.001663228	4.601835	93.94482	94.22347
5	0.001750767	4.721383	94.77569	95.02235
5.25	0.001838305	4.837978	95.49256	95.71063
5.5	0.001925843	4.951828	96.11106	96.30363
5.75	0.002013382	5.063119	96.64469	96.81457
6	0.00210092	5.172016	97.10509	97.25482

(Sumber: Hasil Analisis)

4.4.10. Peningkatan Cu pada Timbuna Bertahap

Untuk peningkatan Cu pada tanah dasar makan perlu menentukan jadwal pentahapan beban *preloading* sesuai dengan kenaikan daya dukung lapisan tanah dasar tersebut. Dari data sebelumnya didapatkan:

Hinitial = 12,96 ~ 13 meter

Untuk tahapan penimbunan dilakukan sebanyak 16 tahap dengan tinggi timbunan pada 10 minggu pertama timbunan adalah 0.7 m,

dan timbunan tahap ke-11 hingga ke-16 memiliki tinggi timbunan 1 m.

Setelah mengetahui jumlah tahapan penimbunan, dilakukan perhitungan perubahan tegangan yang didapat dari rumus berikut:

$$\sigma'_1 = P_o + \Delta_p$$

Dimana:

Δ_p = $q \text{ timb} \times I$ (I = dicari menggunakan grafik Oesterberg berdasarkan tinggi dan lebar timbunan pada setiap tahap penimbunan)

P_o = Tegangan *overburden* efektif

Δ_p = Penampahan tegangan akibat beban timbunan

untuk nilai perubahan tegangan pada tahap pertama pada kedalaman 1 meter adalah:

$q \text{ timbunan}$ = 1,26 t/m²

I = 0,5

Δ_p = 1,26 m

σ'_1 = 0,325 + 1,4 = 1,725 t/m²

Dengan cara yang sama dilakukan perhitungan kembali hingga tahapan ke-16 pada seluruh lapisan *compressible* hingga perhitungan pada seluruh tahap penimbunan. Hasil perhitungan perubahan tegangan akibat beban bertahap dengan derajat konsolidasi $U=100\%$ dapat dilihat pada **Lampiran 2**

Setelah didapatkan nilai tegangan tanah akibat beban timbunan bertahap pada derajat konsolidasi $U=100\%$, kemudian dilakukan perhitungan perubahan tegangan Δ_p dengan derajat konsolidasi total akibat PVD, dapat dilihat pada **Tabel 4.14** untuk perhitungan perubahan tegangan pada tiap lapisan tanah pada derajat konsolidasi $U=100\%$ dapat dilihat pada **Lampiran 2**

Tabel 4.14 Tegangan Total akibat Penimbunan Mencapai Hinitial pada U=100 %

Kedalaman	$\Sigma\sigma'$
m	t/m ²
0-1	12.643
1-2	13.289
2-3	13.897
3-4	14.492
4-5	15.064
5-6	15.640
6-7	16.216
7-8	16.818
8-9	17.399
9-10	17.988
10-11	18.555
11-12	19.090
12-13	19.630
13-14	20.135
14-15	20.769
15-16	21.319
16-17	21.749
17-18	22.283
17-19	22.826

(sumber: Hasil Analisa)

Setelah didapatkan nilai tegangan total ($\Sigma\sigma'$) di tiap lapisan tanah dengan U=100%, kemudian dihitung nilai Cu baru (**Tabel 4.15**). Karena harga *Plasticity Index* (PI) pada tanah ini kurang dari 100 %, maka Cu baru dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$Cu \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,0737 + (0,19 - 0,0016 \text{ PI}) \sigma' \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Tabel 4.15 Perubahan Nilai Cu Akibat Penimbunan Mencapai Hinitial

Kedalaman	Cu lasli (Kpa)	Cu Baru
m	kg/cm2	kg/cm2
0-1	0.050	0.2230
1-2	0.050	0.2314
2-3	0.050	0.2404
3-4	0.050	0.2483
4-5	0.050	0.2560
5-6	0.050	0.2636
6-7	0.060	0.2701
7-8	0.060	0.2785
8-9	0.060	0.2854
9-10	0.060	0.2932
10-11	0.060	0.3001
11-12	0.060	0.3073
12-13	0.150	0.2881
13-14	0.150	0.2961
14-15	0.150	0.3011
15-16	0.150	0.3056
16-17	0.150	0.3113
17-18	0.150	0.3170
17-19	0.320	0.3235

Dari **Tabel 4.15**, diatas dapat disimpulkan bahwa dengan adanya perbaikan tanah menggunakan PVD 19 meter, nilai Cu pada setiap lapisan tanah meningkat lebih dari 100 % dari Cu asli.

4.5. Perencanaan Pondasi Tikar

Perencanaan pondasi tikar pada Tugas Akhir ini struktur didesain dengan anggapan gedung dan pondasi sebagai satu kesatuan struktur yang kaku. Pada umumnya, dalam merencanakan suatu gedung tidak terlalu memperhatikan

besarnya pemampatan tanah akibat struktur itu sendiri yang dampaknya akan menimbulkan keretakan pada gedung. Oleh sebab itu agar gedung dapat dibangun diatas tanah lunak dengan aman, penulis melakukan analisa perhitungan Tanah-Struktur permodelan 3 dimensi dengan metode elastis dimana gedung dianggap berada diatas suatu tumpuan pegas yang telah direncanakannya perbaikan tanah. Hasil yang diperoleh dengan menggunakan metode 3 dimensi ini adalah nilai pemampatan tanah yang merata yang kemudian dari hasil pemampatan tersebut didapatkan nilai tegangan pada tanah serta gaya reaksi tanah saat dibebani struktur gedung diatasnya. Gaya reaksi pada tanah tersebut diasumsikan sebagai gaya pegas untuk dilakukan perhitungan dengan menggunakan program bantu SAP 2000. Hasil dari program bantu tersebut menghasilkan nilai gaya dalam pada struktur tersebut yang dijadikan parameter untuk peninjauan ulang gedung agar diperoleh struktur yang kaku.

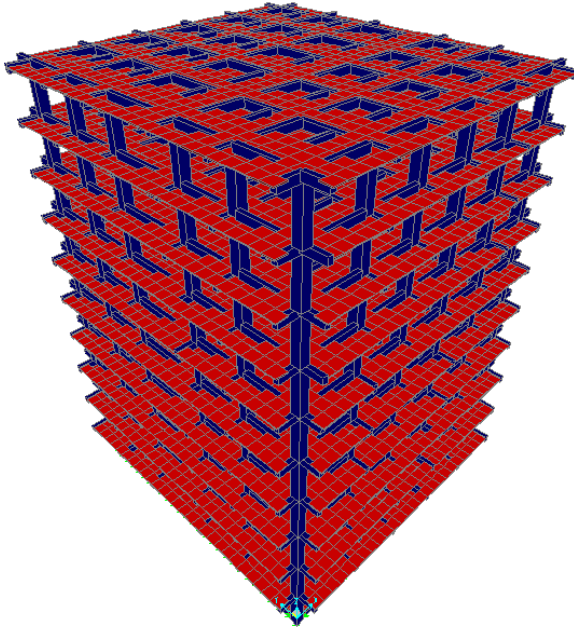
Struktur gedung yang direncanakan adalah gedung apartemen 10 lantai. Sedangkan untuk perbaikan tanah yang direncanakan adalah dengan metode *preloading* serta memasang PVD hingga lapisan *compressible* (19 meter).

Pada perhitungan ini gedung dianggap sebagai suatu permodelan dimana nantinya tumpuan pegas diletakkan pada jarak per 1 meter.

4.5.1. Pemodelan Struktur Gedung

Pada perencanaan pondasi tika untuk gedung apartemen 10 lantai, struktur gedung dianalisis menggunakan program bantu SAP 2000 dimana dimensi perencanaan awal seperti balok, kolom, serta pelat telah dikontrol pada subbab pemodelan struktur sebelumnya mengenai perhitungan perencanaan awal. Berikut dimensi pada setiap elemen struktur yang direncanakan:

Balok anak	= 30 cm x 40 cm
Balok Induk	= 40 cm x 60 cm
Kolom	= 80 cm x 80 cm
Pelat lantai	= 12 cm
Pelat atap	= 13 cm
Pondasi tika	= 100 cm (asumsi)
Mutu beton (f'_c)	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 400 Mpa
Tinggi efektif (d)	= $1000 - 40 - \frac{1}{2} \times 25 - 13$
	= 930,5 mm



Gambar 4.15 Pemodelan Stuktur apartemen
(Sumber: SAP 2000)

Hasil dari program bantu SAP 2000 ini adalah total beban dari struktur secara keseluruhan, total beban struktur ini adalah 15300.66 ton.

4.5.2. Analisa Geoteknik

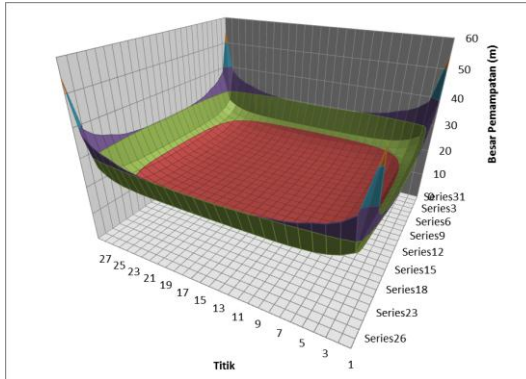
Dalam analisis geoteknik, pondasi tika dimodelkan dengan menggunakan elemen pelat dengan mengasumsikan tanah bersifat elastis, sehingga parameter yang dibutuhkan adalah konstanta pegas (k) yang diletakkan dibawah struktur sebagai pengganti perletakan dengan tujuan untuk menjadikan struktur tersebut menjadi struktur yang kaku. Nilai konstanta pegas (k) didapat dari beban yang bekerja per nilai pemampatan (S_c) dan nilai pemampatan *Secondary* (S_s). Pada pengerjaan pondasi tika pada tugas akhir ini telah dilakukan perbaikan tanah, sehingga parameter tanah yang digunakan untuk menghitung kemungkinan besar pemampatan yang terjadi adalah menggunakan parameter tanah yang baru.

4.5.3. Perhitungan Tegangan (Δp)

Setelah mendapatkan total beban dari pemodelan struktur pada program bantu SAP sebelumnya, langkah selanjutnya adalah menghitung besar tegangan dari gedung (Δp) dengan melakukan iterasi pembebanan yang menghasilkan suatu konfigurasi beban. Beban bangunan diatas tanah diasumsikan berupa beban merata yang dikonversikan menjadi beban titik. Beban-beban tersebut diletakkan diatas pegas dengan jarak antar pegas 1 meter. Iterasi pembebanan dilakukan dengan cara menambah beban di ujung-ujung dan mengurangi beban di tengah-tengah, hal ini dilakukan agar mendapatkan pemampatan yang merata.

Konfigurasi beban yang diperoleh berupa beban-beban titik yang nantinya akan menyebabkan pemampatan yang berbeda

pada setiap titiknnya. Dari konfigurasi tersebut kemudian didapatkan tegangan pada tanah akibat beban yang ada pada setiap titik diseluruh lapisan tanah.ng ada sebanyak 728 titik. Bentuk konfigurasi beban dapat dilihat pada **Gambar 4.16**.



Gambar 4.16 Konfigurasi Beban untuk Menghasilkan Pemampatan Merata

Pada **Gambar 4.17** merupakan bentuk konfigurasi beban gedung apartemen yang menyebabkan pemampatan tanah yang merata. Nilai beban (P) pada setiap titik dapat dilihat pada **lampiran 3**.

Setelah bentuk konfigurasi beban didapatkan, dicari besar penambahan tegangan (Δp) disetiap titik pada setiap lapisan tanah yang memampat akibat gaya titik P dipermukaan tanah. Berikut merupakan contoh perhitungan mencari besar penambahan tegangan (Δp) dititik 1 pada lapisan 1

Berikut contoh perhitungan tambahan tegangan (Δp) pada titik 1-1 pada lapisan ke-1 akibat beban di titik 1

$$\Delta p_{n,j} = \frac{3P_n z_j^3}{(X_{n,n}^2 + z_j^2)^{\frac{5}{2}}}$$

$$\Delta p_{1.1} \text{ lap 1 akibat beban titik 1} = \frac{54,149 \cdot 0,5^3}{(0^2 + 0,5^2)^{\frac{5}{2}}} = 103.416 \text{ t/m2}$$

$$\Delta p_{1.1} \text{ lap 1 akibat beban titik 2} = \frac{38,292 \cdot 0,5^3}{(1^2 + 0,5^2)^{\frac{5}{2}}} = 1.308 \text{ t/m2}$$

Perhitungan diatas merupakan besar tegangan titik 1 lapisan 1 akibat beban diatas permukaan tanah pada titik 1 lapisan 1. Dengan cara yang sama, dilakukan perhitungan besar tegangan yang terjadi akibat beban pada titik ke-3 hingga keseluruhan titik sehingga didapatkan total tegangan yang terjadi akibat beban diatas permukaan tanah pada titik 1 lapisan 1. Besar total tegangan pada titik 1 lapisan 1 adalah sebesar 106.449 t/m2

4.5.4. Perhitungan Pemampatan (Sc)

4.5.4.1. Pemampatan tanah terkonsolidasi (OC-soil)

Setelah mendapatkan besar tambahan tegangan (Δp) pada setiap titik yang ditinjau, langkah selanjutnya adalah mencari besarnya pemampatan yang terjadi akibat beban struktur tersebut, dari hasil yang didapat dari perhitungan pemampatan tanah ini dihubungkan kembali dengan hasil tambahan tegangan (Δp) sehingga besar beban pada setiap titik yang di *input* pada perhitungan tambahan tegangan (Δp) di iterasi untuk menghasilkan pemampatan yang merata. Toleransi perbedaan pemampatan antar setiap titik adalah $(\delta_i - \delta_n) / \text{jarak} \leq 0,0015$ (Nafvac, DM 7).

Kondisi tanah pada kawasan ini adalah tanah telah diperbaiki pada seluruh lapisan *compressible*, sehingga perhitungan yang dipakai menggunakan rumus pada persamaan (2.29) dan (2.30):

1. Apabila $p'_o + \Delta p \leq p_c$

$$S_{c\sim} = \left[\frac{H}{1+e_0} C_s \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right] + \left[\frac{H}{1+e_0} C_c \log \frac{\sigma'_o + \Delta \sigma}{\sigma'_c} \right]$$

2. Apabila $p'_{o} + \Delta p \geq p_c$

$$S_{c_{\sim}} = \frac{H}{1 + e_o} \left[C_s \log \left(\frac{\sigma_o' + \Delta \sigma}{\sigma_o'} \right) \right]$$

Berikut contoh perhitungan pemampatan (S_c) pada titik 1-1 pada lapisan ke-1 setelah terjadi perbaikan tanah:

- Berat volume jenuh tanah dasar, γ_{sat}
 $\gamma_{sat} = 1,649 \text{ t/m}^3$
 - Angka pori awal pada konsolidasi primer, e_o
 $e_o = 1,534$
 - Indek kompresi, C_c
 $C_c = 0,936$
 - Indek kompresi, C_{cs}
 $C_{cs} = 0,1872$
 - Tegangan prakonsolidasi
 $P_c = 20,32$
1. Besarnya tegangan akibat beban timbunan
 $\Delta p = 115,116 \text{ t/m}^2$
2. Tegangan *overburden* efektif (p'_o)
 $p'_o = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times z$
 $S_c = 0,411$ (besar pemampatan primer lapisan-1)
 $z_{awal} = 1 \text{ m}$
 $z_{akhir} = z_{awal} - S_c \text{ primer}$
 $= 1 - 0,411 = 0,588 \text{ m}$
 $p'_o = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times z$
 $= (1,649 - 1) \times 0,588$
 $= 0,191 \text{ t/m}^2$
3. Angka pori pada akhir konsolidasi primer, e_p
 $e_o \text{ awal} = 1,534$ (Hasil Lab. Mekanika Tanah)
 $\Delta e = S_c \times (e_o \text{ awal} + 1)$
 $= 0,411 \times (1,534 + 1)$
 $= 1,041$

$$\begin{aligned}
 e_o \text{ akhir} &= e_o \text{ awal} - \Delta e \\
 &= 1,534 - 1,041 \\
 &= 0,493
 \end{aligned}$$

4. Pemampatan tanah terkonsolidasi (S_c)

$$\begin{aligned}
 P'_o + \Delta p &= 0,191 + 106,449 \\
 &= 106,64 \text{ t/m}^2 \geq P'_c = 20,325 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Maka, besar pemampatan tanah menggunakan rumus ke-2

$$\begin{aligned}
 S_c &= \frac{z}{1+e_o} \left[C_s \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma}{\sigma'_o} \right) \right] \\
 &= \frac{0,58899}{1+0,493} \left[0,1872 \log \left(\frac{0,191 + 106,4499}{0,191} \right) \right] \\
 &= 0,4156 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan diatas merupakan nilai pemampatan terkonsolidasi pada titik 1 lapisan 1 untuk gedung apartemen 10 lantai. Dengan cara yang sama, dilakukan perhitungan pemampatan sekunder pada lapisan tanah berikutnya yaitu lapisan ke-2 hingga lapisan ke-19 sehingga didapatkan total pemampatan sekunder sebesar 0.098996 m (lihat **Tabel 4.16**).

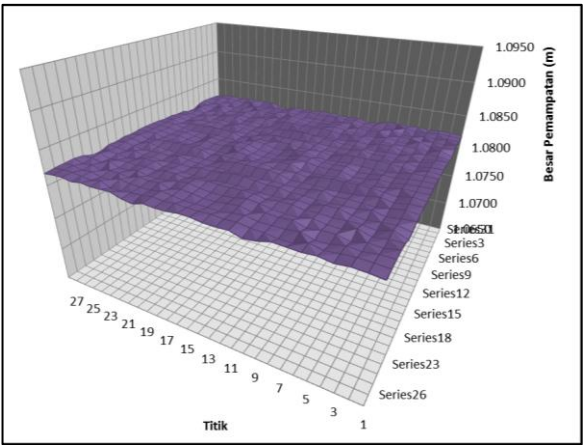
Tabel 4.16: Besar Pemampatan Tanah Terkonsolidasi pada Titik 1 Lapisan 1

Lapisan	H (m)	Po' (t/m3)	eo	Cc	Cs	ΔP (t/m2)	Pc' (t/m2)	$\Delta P + P_o'$ (t/m2)	Sc (m)
1	0.58899	0.191	0.4925	0.936	0.1872	106.4490	20.325	106.640	0.41564
2	0.6508	0.613	0.6491	0.936	0.1872	21.7508	20.974	22.364	0.12361
3	0.68763	1.060	0.7425	0.936	0.1872	13.9911	21.623	15.051	0.08513
4	0.71483	1.524	0.8114	0.936	0.1872	11.0094	22.272	12.533	0.06761
5	0.74012	2.004	0.8755	0.936	0.1872	9.4017	22.401	11.406	0.05579
6	0.75844	2.496	0.9219	0.936	0.1872	8.3812	22.970	10.877	0.04722
7	0.82824	3.067	1.0988	0.936	0.1872	7.6668	23.399	10.734	0.04019
8	0.84051	3.646	1.1298	0.936	0.1872	7.1328	23.728	10.779	0.03478
9	0.85361	4.234	1.163	0.936	0.1872	6.7138	23.617	10.948	0.03048
10	0.85417	4.823	1.1645	0.936	0.1872	6.3724	25.786	11.195	0.02702
11	0.87135	5.423	1.208	0.936	0.1872	6.0853	24.395	11.508	0.02414
12	0.87807	6.028	1.225	0.936	0.1872	5.8376	24.964	11.866	0.02173

Tabel 4.16: Besar Pemampatan Tanah Terkonsolidasi pada Titik 1 Lapisan 1 (Lanjutan)

Lapisan	H (m)	Po' (t/m3)	eo	Cc	Cs	ΔP	Pc'	ΔP+Po'	Sc (m)
						(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	
13	0.874	6.609	1.2147	0.936	0.1872	5.6189	25.361	12.228	0.01974
14	0.88134	7.195	1.2333	0.936	0.1872	5.4220	25.626	12.617	0.01802
15	0.89089	7.788	1.2575	0.936	0.1872	5.2420	25.371	13.030	0.01651
16	0.89743	8.385	1.2741	0.936	0.1872	5.0750	25.596	13.460	0.01518
17	0.90314	8.985	1.2886	0.936	0.1872	4.9182	25.901	13.903	0.01401
18	0.90687	9.588	1.298	0.936	0.1872	4.7698	26.526	14.358	0.01295
19	0.91378	10.221	1.3155	0.936	0.1872	4.6283	26.365	14.850	0.01198
									1.0817

Dengan cara yang sama seperti diatas, kemudian perhitungan pemampatan dilakukan pada semua titik yang ditinjau. Dari perhitungan tersebut kemudian didapatkan nilai pemampatan merata seperti pemodelan pada **Gambar 4.17**. Besarnya nilai pemampatan tanah pada setiap titik yang ditinjau dapat dilihat pada **Lampiran 3**.



Gambar 4.17 Pemampatan Tanah Terkonsolidasi Lebih (Sumber: Hasil Analisa)

4.5.5. Pemampatan tanah sekunder (S_s)

Besar pemampatan sekunder yang terjadi pada pengerjaan Tugas Akhir ini dihitung menggunakan persamaan (2.30),

$$S_s = C'_a H \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)$$

Dimana:

$C'_a = C_a / (1 + e_p)$

C_a = diperoleh dari hasil data Lab. Konsolidasi dengan Lab. Mektan ITS (**Lampiran 2**)

$E_p = (e_o - \Delta e)$

$\Delta e = C_c \{ \log (p'_o + \Delta p) - \log p'_o \}$

H = tebal lapisan tanah yang ditinjau

t_1 dan t_2 = didapat dari perhitungan pada Grafik Hubungan C_a dan Waktu (hasil data Lab. Konsolidasi dengan Lab. Mektan ITS (**Lampiran 2**))

Berikut merupakan contoh perhitungan untuk mencari nilai pemampatan sekunder di titik 1 pada lapisan 1:

- Berat volume jenuh tanah dasar, γ_{sat}
 $\gamma_{sat} = 1.649 \text{ t/m}^3$
- Angka pori awal pada konsolidasi primer, e_o
 $e_o = 1.534$
- Indek kompresi, C_c
 $C_c = 0.936$
- Koefisien konsolidasi sekunder, C_a
 $C_a = 0.010$
- t_1 dan t_2

Waktu yang diperoleh dari grafik hubungan C_a dan waktu didapat $t_1 = 200$ menit dan $t_2 = 60$ menit.

Perhitungan:

1. Besarnya tegangan akibat beban timbunan, Δp

$$\Delta p = 67.178 \text{ t/m}^2$$
2. Tegangan *overburden* efektif, p'_o

$$p'_o = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \times z$$

$$= (1.649 - 1) \times 0,5$$

$$= 0.382 \text{ t/m}^2$$
3. Angka pori pada akhir konsolidasi primer, e_p

$$\Delta e = C_c \{ \log (p'_o + \Delta p) - \log p'_o \}$$

$$\Delta e = 0.936 \{ \log (0.382 + 67.178) - \log 0.382 \}$$

$$= 2.167$$

$$e_p = (e_o - \Delta e)$$

$$e_p = 1.534 - 2.169745643 = -0.6357$$
4. Nilai C'_a

$$C'_a = C_a / (1 + e_p)$$

$$C'_a = 0.010 / (1 - 0.6357) = 0.026$$
5. Pemampatan Sekunder, S_s

$$S_s = C'_a H \log (t_2/t_1)$$

$$= 0.026 \text{ m} \log (200/60)$$

$$= 0.014 \text{ (terjadi pada titik 1 lapisan 1)}$$

Perhitungan diatas merupakan nilai pemampatan sekunder pada titik 1 lapisan 1 untuk gedung apartemen 10 lantai. Dengan ara yang sama, dilakukan perhitungan pemampatan sekunder pada lapisan tanah berikutnya yaitu lapisan ke-2 hingga lapisan ke-19 sehingga didapatkan total pemampatan sekunder sebesar 0.098996 m (lihat **Tabel 4.17**).

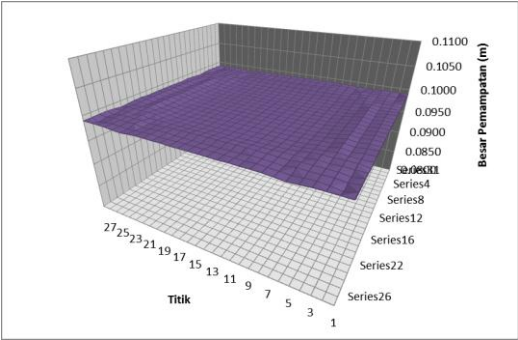
Tabel 4.17: Besar Total Pemampatan Sekunder pada Titik 1 Lapisan 1

Lapisan	H (m)	Po' (t/m ³)	eo	Cc	Δe	ep	t ₂ /t ₁	Ca	Ca'	Ss
1	1	0.325	1.534	0.936	2.1697	-0.6357	3.333	0.010	0.0266	0.0139
2	1	0.974	1.534	0.936	1.1620	0.3720	3.333	0.010	0.0071	0.0037
3	1	1.623	1.534	0.936	0.8467	0.6873	3.333	0.010	0.0057	0.0030

Tabel 4.16: Besar Total Pemampatan Sekunder pada Titik 1 Lapisan 1 (Lanjutan)

Lapisan	H (m)	Po' (t/m3)	eo	Cc	Δe	ep	t2/t1	Ca	Ca'	Ss
4	1	2.272	1.534	0.936	0.6697	0.8643	3.333	0.010	0.0052	0.0027
5	1	2.921	1.534	0.936	0.5528	0.9812	3.333	0.010	0.0049	0.0026
6	1	3.570	1.534	0.936	0.4689	1.0651	3.333	0.010	0.0047	0.0025
7	1	4.259	1.427	0.936	0.4030	1.0240	3.333	0.004	0.0018	0.0009
8	1	4.948	1.427	0.936	0.3519	1.0751	3.333	0.004	0.0018	0.0009
9	1	5.637	1.427	0.936	0.3110	1.1160	3.333	0.004	0.0017	0.0009
10	1	6.326	1.427	0.936	0.2776	1.1494	3.333	0.004	0.0017	0.0009
11	1	7.015	1.427	0.936	0.2498	1.1772	3.333	0.004	0.0017	0.0009
12	1	7.704	1.427	0.936	0.2263	1.2007	3.333	0.004	0.0017	0.0009
13	1	8.369	1.328	0.936	0.2066	1.1214	3.333	0.039	0.0182	0.0095
14	1	9.034	1.328	0.936	0.1895	1.1385	3.333	0.039	0.0180	0.0094
15	1	9.699	1.328	0.936	0.1745	1.1535	3.333	0.039	0.0179	0.0094
16	1	10.364	1.328	0.936	0.1612	1.1668	3.333	0.039	0.0178	0.0093
17	1	11.029	1.328	0.936	0.1493	1.1787	3.333	0.039	0.0177	0.0092
18	1	11.694	1.328	0.936	0.1386	1.1894	3.333	0.039	0.0176	0.0092
19	1	12.387	1.311	0.936	0.1288	1.1822	3.333	0.039	0.0177	0.0092
									Sc TOTAL	0.0990

Dengan cara yang sama seperti diatas, kemudian perhitungan pemampatan dilakukan pada semua titik yang ditinjau. Dari perhitungan tersebut kemudian didapatkan nilai pemampatan merata seperti pemodelan pada **Gambar 4.18**. Besarnya nilai pemampatan tanah pada setiap titik yang ditinjau dapat dilihat pada **Lampiran 3**.



Gambar 4.18 Pemodelan Pemampatan Merata

4.5.6. Kontrol Nilai *Differential Settlement*

Syarat perbedaan pemampatan antar titik menurut NAFVAC DM (1971) adalah:

$$\emptyset \Delta_{sc} = \text{Arc tan} \delta_i - \delta_i / \text{jarak} < 0,0015$$

(for multistory heavy concrete rigid frame on structural mat foundation if thick).

Kontrol yang dilakukan penulis pada penerjaan Tugas Akhir ini adalah dengan mengambil nilai pemampatan maksimum dan minimum dari hasil yang telah didapat, sehingga syarat dapat terpenuhi.

$$\text{Nilai pemampatan maksimum } (\delta_{\max}) = 1.0820 \text{ m}$$

$$\text{Nilai pemampatan minimum } (\delta_{\min}) = 1.0813 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar } \delta_{\max} \text{ dan } \delta_{\min} = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \emptyset \Delta_{sc} &= \text{Arc tan} \delta_i - \delta_i / \text{jarak} < 0,0015 \\ &= \text{Arc tan } ((1.082 - 1.0813) / 2) \\ &= 0.0004 < 0.0015 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Besarnya nilai pemampatan pada setiap titik dapat dilihat pada **lampiran 3**

4.5.7. Perhitungan Nilai Konstanta Pegas (k) Struktur 3 Dimensi

Setelah memperoleh nilai pemampatan yang merata, maka hal yang perlu dilakukan adalah perhitungan untuk mendapatkan nilai konstanta pegas. Berikut contoh perhitungan mencari nilai k pada titik 1-1:

$$k_i = P_i / \delta_i$$

dimana:

beban pada titik ke-1, P1

$$P1 = 54.1486 \text{ ton}$$

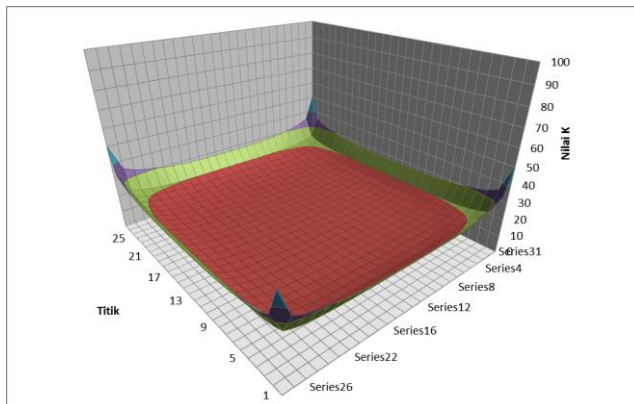
Pemampatan tanah terkonsolidasi pada titik ke-1, δ_1

$$\delta_1 = 1.0814 \text{ m}$$

Nilai k pada titik ke-1

$$\begin{aligned} k_{1-1} &= P_1/\delta_1 \\ &= 54.1486 / 1.0814 \\ &= 50.057 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Untuk menghitung konstanta pegas pada titik yang lain dilakukan dengan cara yang sama pada perhitungan konstanta pegas (k_{1-1}). Hasil dari perhitungan konstanta pegas (k) pada seluruh titik dapat dilihat pada **Gambar 4.19**.



Gambar 4.19 Hasil Rekapitulasi Nilai Koefisien Pegas (k)

Dari **Gambar 4.19** dapat dilihat bahwa dengan pemampatan tanah yang merata, didapatkan nilai koefisien tanah dasar yang berbeda pada tiap titiknya. Nilai reaksi tersebut akan lebih besar pada bagian ujung gedung dan lebih kecil pada bagian tengahnya. Hasil perhitungan nilai k untuk gedung apartemen 10 lantai ini dapat dilihat pada **lampiran 3**.

Setelah didapatkan nilai k pada seluruh titik pembebanan yang ditinjau, kemudian dilakukan perhitungan permodelan

struktur menggunakan program bantu SAP2000 dengan memasukkan nilai k sebagai perletakan pegas dibawah pondasi dengan jarak antar pegas 1 meter. Hal ini bertujuan untuk mendapatkan gaya-gaya dalam pada struktur yang kemudian digunakan untuk perencanaan penulangan, kontrol retak, dan kontrol defleksi.

4.5.8. Daya Dukung Tanah

Sebelum dilakukan pekerjaan konstruksi pondasi KSSL, telah dilakukan perbaikan tanah

pada tanah eksisting hingga mencapai seluruh lapisan *compressible*, maka untuk perhitungan daya dukung tanah terhadap pondasi tika dapat dihitung menggunakan persamaan daya dukung Terzaghi.

$$Q_u = 1,3 c.N_c + \gamma' D. N_q + 0,4 \gamma.B.N_\gamma$$

Untuk perhitungan daya dukung tanah ini digunakan kondisi *long term*, parameter tanah timbunan yang mengalami pemampatan sedalam 3,3 m adalah $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$, $\phi = 30$ dan $c=0$, sehingga nilai keruntuhan geser setempat menurut Terzaghi adalah $N_c = 37,2$, $N_q = 22,5$, dan $N_\gamma = 19,7$

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= 1.3 \times (0 \times 37,2) + 0,8 \times 1 \times 22,5 + 0.4 \times (1,8 \times 5 \times 19,7) \\ &= 46,368 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan faktor keamanan sebesar 3, maka daya dukung ijin tanah adalah $15,456 \text{ t/m}^2$. Untuk besar beban keseluruhan yang ditumpu pada pondasi tika adalah:

$$\begin{aligned} Q_u &= P/A \\ &= 336,1874 / (5 \times 5) \\ &= 13.447 \text{ ton/m}^2 < Q_{ijin} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

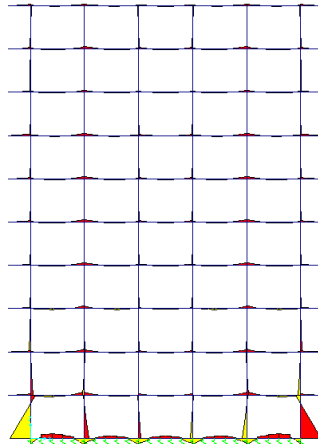
Sehingga daya dukung tanah yang berada dibawah pondasi memenuhi besarnya beban struktur yang berada diatasnya.

4.5.9. Analisa Struktur

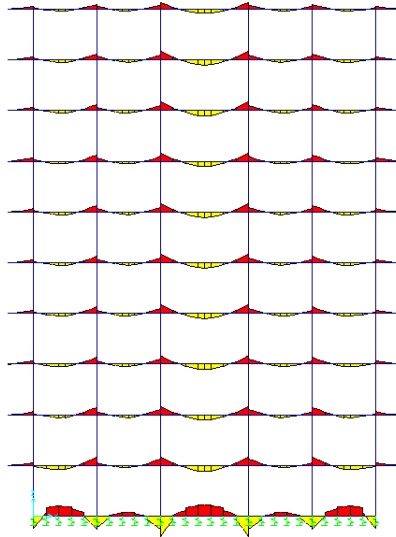
4.5.9.1. Hasil Program Bantu SAP 2000 menggunakan Koefisien Pegas

Setelah nilai koefisien pegas (k) didapat, nilai tersebut kemudian dilakukan control struktur kembali menggunakan program bantu SAP sebagai pengganti perletakan.

Hasil momen yang didapat setelah meletakkan pegas pada perletakan dapat dilihat pada **Gambar 4.20** dan **Gambar 4.21**, dari hasil momen tersebut dapat dilihat bahwa pada balok lantai dasar mengalami momen yang besar dari balok-balok lainnya, sedangkan jika dilihat pada kolom arah melintang, momen terbesar juga dialami pada kolom yang berada pada lantai dasar.



Gambar 4.20 Diagram Hasil Momen arah Melintang
(Sumber: SAP 2000)



Gambar 4.21 Diagram Hasil Momen arah Memanjang
(Sumber: SAP 2000)

Dari hasil momen yang didapat pada program bantu SAP 2000 perlu adanya kontrol momen untuk mengetahui nilai momen *ultimate* yang diijinkan. Untuk melihat nilai momen pada lantai dasar dapat dilihat pada **Lampiran 3**.

4.5.9.2. Analisa Kapasitas Pondasi Tika

Pondasi tika adalah pondasi tapak yang menumpu lebih dari satu kolom, tebal pelat pondasi tika ini harus diproporsikan untuk menahan beban tidak berfaktor dan reaksi yang diakibatkannya. Daerah yang dikontrol untuk menentukan kapasitas dimensi pondasi tika menggunakan daerah yang mengalami beban maksimum dan momen maksimum. Beban maksimum yang terjadi pada perencanaan apartemen ini adalah 440,36 ton sedangkan besar momen maksimum yang terjadi adalah 94,5658 tm.

Untuk menganalisa kapasitas pondasi hal yang perlu dilakukan adalah dengan kontrol geser satu arah dan dua arah. Berikut adalah perhitungan besar geser satu arah dan dua arah:

Dimensi kolom	$= 800 \times 800 \text{ mm}^2$
Mutu beton (f'_c)	$= 40 \text{ MPa}$
Mutu baja (f_y)	$= 350 \text{ MPa}$
Diameter tulangan (D)	$= 25 \text{ mm}$
Diameter sengkang	$= 13 \text{ mm}$
Selimut beton	$= 40 \text{ mm}$
Tebal pondasi	$= 800 \text{ mm (asumsi)}$
Tinggi efektif (d)	$= 800 - 40 - \frac{1}{2} \times 29 - 13$ $= 732,5 \text{ mm}$

a. Geser satu arah

Untuk kontrol geser satu arah pada pondasi tika ini menggunakan rumus yang digunakan pada pondasi tapak dengan menggunakan persamaan (2.70) dan (2.71) dimana:

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\phi = 0,75$$

$$P_u = 476,38 \text{ ton (Hasil SAP)}$$

$$M_u = 63,42 \text{ tm}$$

$$Q_u = \frac{P}{A} + \frac{M_u \cdot c}{B \cdot l^2} = \frac{476,38}{5 \times 5} + \frac{63,42 \times 6}{5 \cdot 5^2}$$

$$= 22,099 \text{ t/m}^2$$

$$V_u = Q_u b \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d \right)$$

$$= 22,099 \times 5 \left(\frac{5}{2} - \frac{0,8}{2} - 0,7325 \right)$$

$$= 151,105 \text{ ton}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b w \times d$$

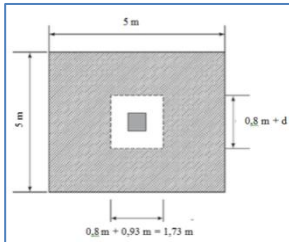
$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 5 \times 0,7325$$

$$= 386,061 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 386,061 \text{ ton} \geq 151,105 \text{ ton (OK)}$$

sehingga, pondasi memenuhi geser satu arah

b. Geser dua arah



$$\begin{aligned} V_u &= P_u - Q_u (a + d)^2 \\ &= 476,38 - 22,099 \times (0,8 + 0,7325)^2 \\ &= 424,479 \text{ ton} \\ \beta &= 800/800 = 1 \\ b_o &= 4 (0,8 + 0,7325) \\ &= 6,13 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\alpha_s = 40 \text{ (untuk kolom interior)}$$

untuk mencari nilai V_c , digunakan 3 rumus pada persamaan (2.72), (2.73) dan (2.74)

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'c} b_o d \\ &= \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{1} \right) \sqrt{40} \times 6130 \times 7325 \times 10^{-4} \\ &= 1419,934 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s}{b_o} \right) \sqrt{f'c} b_o d \\ &= \frac{1}{12} \left(2 + \frac{40}{6,92} \right) \sqrt{40} \times 6130 \times 7325 \times 10^{-4} \\ &= 2017,557 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{3} \sqrt{f'c} b_o d \\ &= \frac{1}{3} \sqrt{40} \times 6130 \times 7325 \times 10^{-4} \\ &= \mathbf{946,6225 \text{ ton (menentukan)}} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 946,6225 = 709,967 \text{ ton} \geq 424,479 \text{ ton (OK)}$$

Sehingga, pondasi memenuhi kapasitas geser dua arah.

4.5.9.3. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Lentur

Setelah mendapatkan nilai momen yang bekerja pada balok dan kolom langkah selanjutnya yang dilakukan adalah perhitungan tulangan pada balok. Berikut contoh perhitungan tulangan pada pondasi:

$$\begin{aligned}
 \text{Dimensi} &= 100 \text{ cm} \\
 \text{Tebal decking (d')} &= 40 \text{ mm (SNI 2847:2013 pasal(7.7))} \\
 \text{Tulangan lentur } (\Phi) &= 29 \text{ mm} \\
 \text{Tulangan sengkang (D)} &= 13 \text{ mm} \\
 \text{Mutu Tulangan (fy)} &= 350 \text{ Mpa} \\
 \text{Mutu sengkang (fy)} &= 350 \text{ Mpa} \\
 \text{Mutu beton (f'c)} &= 40 \text{ Mpa} \\
 \text{Tebal efektif (d)} &= h - (d' + D + \frac{1}{2}\Phi) \\
 &= 800 - (40 + 13 + 0,5 \times 29) \\
 &= 732,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

a) Menentukan harga β_1

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} \quad (\text{SNI 03-2847-2013 pasal 10.2.7.3}) \\
 &= 0.85 - 0.05 (40 - 28)/7 = 0,76
 \end{aligned}$$

b) Menentukan batasan tulangan

$$\begin{aligned}
 - \rho_b &= \frac{0,85 \beta_1 f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \quad (\text{SNI 03-2847-2013 lampiran B8.4.2}) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,76 \times 40}{350} \times \frac{600}{600 + 350} = 0.047 \\
 - \rho_{\max} &= 0.025 \quad (\text{SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.2.1}) \\
 - \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \quad (\text{SNI 03-2847-2013 lampiran B10.3.3}) \\
 &= 0.75 \times 0.047 = 0.035 \\
 - \rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \quad (\text{SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1}) \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{350} = 0.0045
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 1,4/350 = 0.004$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan:

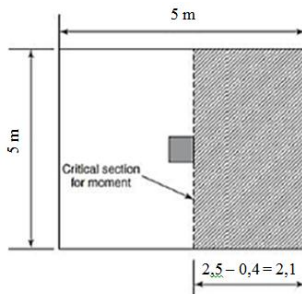
$$\rho_{\min} = 0,004$$

$$\rho_{\max} = 0,035$$

c) Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{350}{0.85 \times 40} = 10.294$$

d) Menentukan nilai Mu



$$\begin{aligned} Mu &= Qu \cdot l \cdot \frac{21^2}{2} \\ &= 22,099 \cdot 5 \cdot \frac{2,1^2}{2} = \\ &243,646 \text{ tm} \\ Rn &= \frac{Mu}{\phi b d^2} \\ &= \frac{243,646 \times 10^7}{0,9 \times 5000 \times 732,5^2} \\ &= 1,009 \end{aligned}$$

e) Menentukan nilai ρ

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10.294} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.294 \times 1,009}{350}} \right) \\ &= 0.003 \end{aligned}$$

f) Menentukan luas tulangan (A_s)

$$A_s = \rho b d = 0.003 \times 5000 \times 732,5 = 10720.964 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0.004 b d = 0.004 \times 5000 \times 732,5 = 14650 \text{ mm}^2$$

A_s yang digunakan adalah $A_{s,\min}$

g) Menentukan jumlah tulangan

Tulangan yang dipakai untuk pondasi adalah D29 mm

Maka, jumlah tulangan yang digunakan adalah:

$$n = \frac{A_s}{0.25 \times \pi \times D^2} = \frac{14650}{0.25 \times \pi \times 29^2} = 23 \text{ buah}$$

Untuk perhitungan jumlah tulangan pakai pada balok induk, balok anak, kolom dan pelat menggunakan cara perhitungan yang sama seperti pada perhitungan pondasi sebelumnya, untuk melihat rekap jumlah tulangan pakai pada kolom dan balok dan pondasi dapat dilihat pada **Tabel 4.18**. Untuk perhitungan detail pada seluruh elemen dapat dilihat pada **Lampiran 3**.

Tabel 4.18 Diameter dan jumlah tulangan lentur pakai pada setiap elemen struktur

No	Elemen Struktur	Lokasi	Mu	D	Jumlah tulangan (n)
			Tm	mm	buah
1	Balok Induk (40/60)	Tumpuan	23.042	20	6
		Lapangan	11.521	20	4
2	Balok Anak (30/40)	Tumpuan	2.199	16	3
		Lapangan	0.957	16	3
3	Kolom (80/80)	Tumpuan	63.419	25	8
		Lapangan	23.660	25	6
4	Pondasi		243,646	29	23

Dari **Tabel 4.18** pengelompokan jumlah tulangan dihitung berdasarkan besar momen yang terbesar pada elemen yang memiliki dimensi yang sama, hal ini dilakukan untuk mempermudah pekerjaan pemasangan tulangan pada saat di lapangan.

4.5.9.4. Perhitungan Retak pada Struktur

Berdasarkan hasil perhitungan jumlah tulangan yang telah didapat pada pasal 8.4.3, langkah selanjutnya adalah menghitung lebar retak pada seluruh elemen struktur. Berdasarkan SNI-2847-2002 pasal 12.6, nilai lebar retak ijin adalah 0,4 mm untuk penampang luar ruangan dan 0.3 mm untuk penampang dalam ruangan. Berikut contoh perhitungan retak pada balok induk lantai dasar:

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times \beta z < 0,3 \text{ mm}$$

Dimana:

ω = lebar retak (mm)

β = perbandingan dari jarak serat maksimum (1,2)

z = lebar retak pada sisi tarik balok ($z = f_s \sqrt[3]{d_c A} < 30 \text{ MN/m}^2$)

f_s = Tegangan kerja dalam tulangan (MN/m²)

d_c = tebal penutup beton (m)

A = Luas efektif tulangan pasang (m)

a. Nilai tegangan kerja tulangan (f_s)

$$\begin{aligned} f_s &= 0.6 f_y \\ &= 0.6 \times 350 = 210 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Besar luas efektif tulangan pasang

$$A = 6 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 0.019^2 \right) = 0.0019 \text{ m}^2$$

c. Besar lebar retak pada sisi tarik balok

$$\begin{aligned} z &= f_s \sqrt[3]{d_c A} \\ &= 210 \times \sqrt[3]{0.04 \times 0.0019} \\ &= 8.872 < 30 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

d. Besar lebar retak pada balok induk

$$\begin{aligned} \omega &= 11 \times 10^{-6} \times 1,2 \times 8,872 < 0,3 \text{ mm} \\ &= 0.117 < 0.3 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

Untuk lebar retak yang terjadi pada balok induk lantai dasar adalah sebesar 0.117 mm, dimana besar ini masih memenuhi lebar retak ijin pada balok sesuai dengan ketentuan yang berlaku pada peraturan SNI 2847-2002 pasal 12.6. untuk menghitung besar lebar retak yang terjadi pada seluruh elemen dilakukan perhitungan yang sama seperti pada perhitungan lebar retak pada balok induk dasar. Besar lebar retak yang terjadi pada seluruh elemen struktur dapat dilihat pada **Tabel 4.19**.

Tabel 4.19 Besar lebar retak yang terjadi pada seluruh elemen struktur

No	elemen Struktur	Lokasi	fy	z	Ket	ω	Ket
			Mpa	mN/m		mm	
1	Balok Induk (40/60)	Tumpuan	350	8.872	OK	0.117	OK
		Lapangan	350	7.750	OK	0.102	OK
2	Balok Anak (30/40)	Tumpuan	350	6.068	OK	0.081	OK
		Lapangan	350	6.068	OK	0.081	OK
3	Kolom (80/80)	Tumpuan	350	11.331	OK	0.149	OK
		Lapangan	350	10.295	OK	0.136	OK
4	Pondasi		350	14.707	OK	0.194	OK

Hasil dari perhitungan kontrol retak pada elemen struktur pada **Tabel 4.19** besar lebar retak yang terjadi pada seluruh elemen struktur memenuhi syarat lebar retak ijin sesuai peraturan SNI-2847-2002 pasal 12.6.

4.5.9.5. Perhitungan Defleksi pada Balok

Menentukan nilai ijin defleksi pada balok menggunakan rumus $L/480$ (SNI 2847 2013 Tabel 9.5 b), dimana L adalah panjang bentang balok yang ditinjau. Dari hasil analisa stuktur menggunakan program bantu SAP 200, didapatkan nilai defleksi balok induk lantai dasar dapat dilihat pada **Tabel 4.20 dan Tabel**

4.21, defleksi yang ditinjau untuk kontrol defleksi struktur balok induk pada seluruh lantai.

dimensi balok pada pemodelan struktur ini ada 2 jenis, sehingga besar defleksi ijin balok adalah:

$$(L = 5 \text{ m}) = 5/480 = 0,010417 \text{ m}$$

$$(L = 7 \text{ m}) = 7/480 = 0,014583 \text{ m}$$

Tabel 4.20 Nilai defleksi pada balok induk lantai dasar arah x

Melintang	Besar Defleksi (m)				
Portal	1	2	3	4	5
1	0.001187	0.000583	0.000474	0.000583	0.001187
2	0.000849	0.000337	0.000334	0.000337	0.000849
3	0.000925	0.00035	0.000348	0.00035	0.000925
4	0.000925	0.00035	0.000348	0.00035	0.000925
5	0.000849	0.000337	0.000334	0.000337	0.000849
6	0.001187	0.000583	0.000474	0.000583	0.001187

Tabel 4.21 Nilai defleksi pada balok induk lantai dasar arah y

Memanjang	Besar Defleksi (m)					
Portal	1	2	3		4	5
1	0.001157	0.000325	0.002499	0.002499	0.000325	0.001157
2	0.000788	0.00039	0.00173	0.00173	0.00039	0.000788
3	0.000763	0.00038	0.001702	0.001702	0.00038	0.000763
4	0.000788	0.00039	0.00173	0.00173	0.00039	0.000788
5	0.001157	0.000325	0.002499	0.002499	0.000325	0.001157

Dari **Tabel 4.20** dan **Tabel 4.21** dapat dilihat bahwa nilai defleksi pada balok induk memenuhi toleransi defleksi balok sebesar 0,015, untuk **Tabel 4.21** yang berarsir kuning adalah besar lendutan yang terjadi pada balok bentang 7 m .

4.6. Perencanaan Pondasi Konstruksi Sarang Laba-Laba

Perencanaan alternatif ketiga yang direncanakan penulis adalah pondasi berdasarkan konsep konstruksi sarang laba-laba dimana pondasi ini merupakan kombinasi konstruksi bangunan bawah konvensional yang merupakan perpaduan pelat beton pipih menerus yang dibawahnya dipasang rib-rib tegak yang pipih tinggi dan sistem perbaikan tanah diantara rib-rib. Sesuai dengan definisinya, maka pondasi berdasarkan konstruksi sarang laba-laba ini terdiri dari 2 bagian konstruksi, antara lain:

1. Konstruksi beton
2. Konstruksi yang berfungsi sebagai perbaikan tanah

Pada dasarnya perencanaan pondasi menggunakan konsep konstruksi sarang laba-laba adalah untuk menjadikannya struktur tersebut rigid/kaku, sehingga penurunan yang terjadi akan merata karena masing-masing kolom dijepit dengan rib-rib beton yang saling mengunci.

Analisa perencanaan detail digunakan program bantu SAP 2000, dimana tanah dimodelkan sebagai pegas, parameter yang dibutuhkan adalah modulus subgrade (k_s), modulus subgrade dihitung berdasarkan korelasi terhadap daya dukung ijin dari sistem pondasi. Dari analisis struktur ini akan diperoleh gaya dalam pada struktur akibat reaksi pegas, dimana reaksi pegas adalah akibat beban yang bekerja

4.6.1. Data Perencanaan Pondasi KSSL

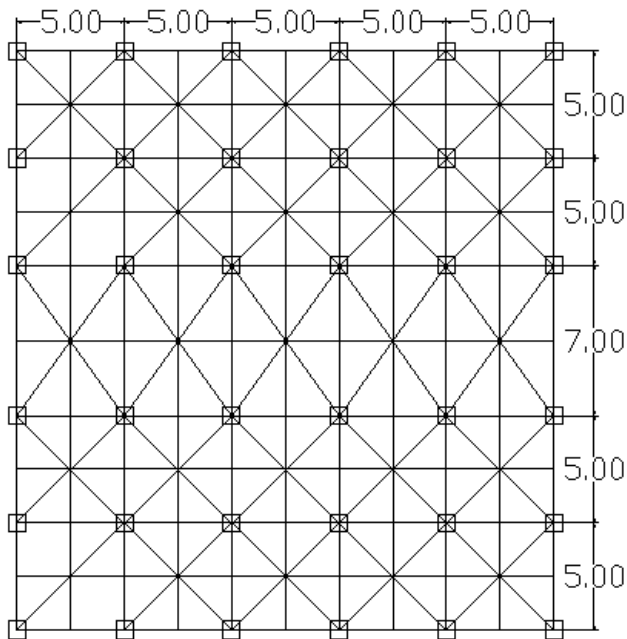
Konstruksi Sarang Laba-Laba (KSSL) yang digunakan untuk pondasi pada struktur apartemen 10 lantai memiliki ukuran luasan 25 x 27 m². Ada 2 tipe dimensi rib yang akan direncanakan pada pembangunan struktur apartemen ini, kedua tipe ini dibedakan berdasarkan fungsi rib, untuk besar dimensi perencanaan adalah sebagai berikut:

Rib Settlement	= 80/150 cm
Rib Konstruksi	= 50/150 cm
Pelat lantai	= 12 cm
Mutu Beton ($f'c$)	= 40 Mpa
Mutu tulangan	= 350 Mpa

Denah tampak atas perencanaan pondasi KSSL dapat dilihat pada **Gambar 4.22**. Untuk material pengisi diantara anggota rib harus menggunakan spesifikasi sebagai berikut:

- CBR > 6%
- Indeks Plastisitas < 30%
- Derajat Kepadatan (Dr) > 90%

Spesifikasi material tersebut adalah berdasarkan informasi dari PT. KATAMA SURYABUMI



Gambar 4.22 Denah Pondasi KSSL

4.6.2. Analisa Pembebanan

Analisa pembebanan untuk konstruksi apartemen 10 lantai ini telah dihitung pada subbab pemodelan struktur sebelumnya, untuk mengetahui besar beban yang terjadi pada setiap perletakan dapat dilihat pada **Tabel 4.5**. Besar dimensi balok dan kolom yang direncanakan dapat dilihat pada **Tabel 4.6**

4.6.3. Analisa Struktur

Pemodelan dalam analisis struktur gedung apartemen menggunakan program bantu SAP 2000, pemodelan yang dilakukan adalah dengan memodelkan pondasi sesuai dengan dimensi rib-rib pada perencanaan awal. Kondisi tanah pengisi diantara rongga rib sesuai dengan persyaratan spesifikasi material tersebut, dimana pada perencanaan ini digunakan derajat kepadatan 95%. Dalam analisa struktur menggunakan SAP 2000, maka tanah harus dimodelkan menjadi pegas dimana kekakuannya seperti kekakuan tanah. Nilai pegas, distribusi pembebanan didapat dari beban yang bekerja per nilai pemampatan yang terjadi (S_c). Langkah-langkah perhitungan nilai k pegas dapat dilihat pada analisa geoteknik pada perencanaan pondasi tika.

4.6.4. Analisa Geoteknik

Dengan kondisi tanah pada kawasan Gunung Anyar, Surabaya yang cukup lunak hingga kedalaman 19 meter, maka permasalahan yang sering terjadi adalah pemampatan, untuk mengurangi pemampatan yang terjadi setelah konstruksi maka perlu ada perbaikan tanah sebelum proses konstruksi berlangsung.

Perhitungan hasil pemampatan tanah pada kasus ini dapat dilihat pada subbab Perbaikan Tanah Dasar. Besar pemampatan yang terjadi setelah dilakukannya perbaikan tanah adalah 3,5 m.

4.6.5. Daya Dukung Tanah

Sebelum dilakukan pekerjaan konstruksi pondasi KSL, telah dilakukan perbaikan tanah pada tanah eksisting hingga

mencapai seluruh lapisan *compressible*, maka untuk menghitung daya dukung tanah yang telah diperbaiki terhadap beban struktur dan pondasi secara keseluruhan dapat dipergunakan persamaan daya dukung Terzaghi.

$$Q_u = 1,3 c.N_c + \gamma D. N_q + 0,4 \gamma.B.N_\gamma$$

Untuk perhitungan daya dukung tanah ini digunakan kondisi *long term*, parameter tanah timbunan yang mengalami pemampatan sedalam 3,5 m (BAB 5) adalah $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$, $\phi = 30$ dan $c=0$, sehingga nilai keruntuhan geser setempat menurut Terzaghi adalah $N_c = 37,2$, $N_q = 22,5$, dan $N_\gamma = 19,7$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1.3 \times (0 \times 37,2) + 0,8 \times 1,5 \times 22,5 + 0.4 \times (1,8 \times 5 \times 19,7) \\ &= 97,92 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

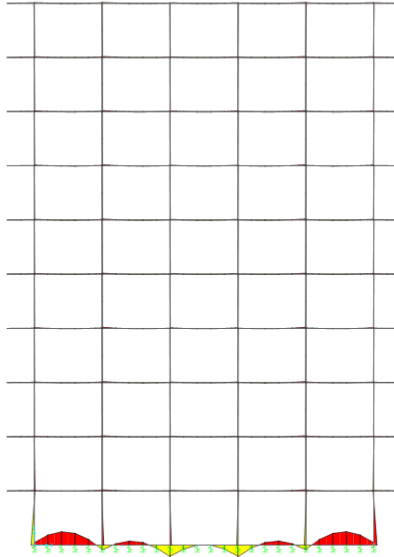
Dengan menggunakan faktor keamanan sebesar 3, maka daya dukung ijin tanah adalah $32,64 \text{ t/m}^2$. Untuk besar beban keseluruhan yang ditumpu pada pondasi tika adalah 21.28 ton/m^2 . Sehingga daya dukung tanah yang berada dibawah pondasi memenuhi besarnya beban struktur yang berada diatasnya.

4.6.6. Analisa Kapasitas Struktur

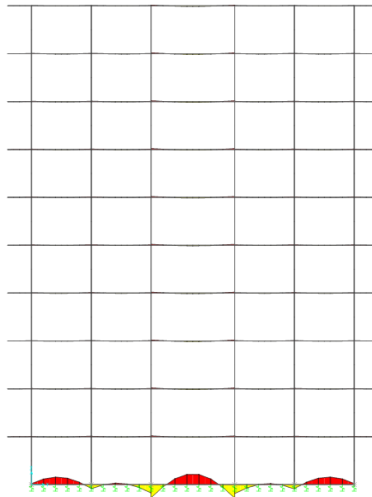
4.6.6.1. Hasil Program Bantu SAP 2000 menggunakan Koefisien Pegas

Setelah nilai koefisien pegas (k) didapat, nilai tersebut kemudian dimasukkan kedalam SAP sebagai pengganti perletakan, hal ini dilakukan untuk mengontrol pengaruh pegas terhadap struktur.

Hasil momen yang didapat setelah meletakkan pegas pada perletakan dapat dilihat pada **Gambar 4.23** dan **Gambar 4.24**, dari hasil momen tersebut dapat dilihat bahwa pada balok lantai dasar mengalami momen yang besar dari balok-balok lainnya, sedangkan jika dilihat pada kolom arah melintang, momen terbesar juga dialami pada kolom yang berada pada lantai dasar.



Gambar 4.23 Hasil Momen arah melintang menggunakan Analisa SAP 2000



Gambar 4.24 Hasil Momen arah melintang menggunakan Analisa SAP 2000

4.6.7. Analisa Kapasitas Rib

Rib pada pondasi KSSL merupakan balok yang memiliki perbandingan tinggi dengan lebar yang sangat besar, dimana pada salah satu bagian balok menjadi bagian yang dibebani dan bagian yang berlawanan sebagai tumpuan, sehingga strat tekan dapat membentuk diantara bagian yang dibebani dan bagian tumpuan, untuk bentang bersih (l_n) komponen rib pada kasus pondasi KSSL ini (5 m) kurang dari empat kali tinggi rib dimana tinggi rib adalah 1,5 m ($4h = 6$ m), sehingga rib dapat dimasukkan kedalam kategori balok tinggi (SNI-2847-2013, pasal 10.7). Untuk gaya geser pada rib KSSL lebih kurang atau sama dengan:

$$V_c = \phi 0.83 \sqrt{f'c} b_w d \quad (\text{SNI-2847-2013 pasal 11.7.3})$$

Dimana,

$$\phi = 0,75$$

Berikut adalah perencanaan dimensi pondasi KSSL:

Rib Settlement = 80/150 cm

Rib Konstruksi = 50/150 cm

Pelat lantai = 12 cm

Mutu Beton ($f'c$) = 40 Mpa

Mutu tulangan = 350 Mpa

Besar gaya geser yang terbesar pada perencanaan rib konstruksi adalah 75,2886 ton (Hasil SAP 2000), sedangkan gaya geser yang terbesar pada rib *settlement* adalah 180,0958 ton (Hasil SAP 2000). Besar gaya geser ijin untuk balok tinggi adalah

$$\begin{aligned} V_{c \text{ kons}} &= \phi 0.83 \sqrt{40} 300 (1500 - 40 - 13) \\ &= 1800957.6 \text{ N} = 180.09576 \text{ ton} > 75,2886 \text{ ton (OK)} \end{aligned}$$

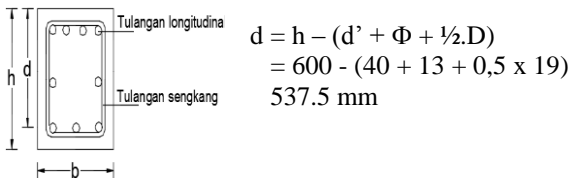
$$\begin{aligned} V_{c \text{ settl}} &= \phi 0.83 \sqrt{40} 500 (1500 - 40 - 13) \\ &= 3001596,008 \text{ N} = 300.1596 \text{ ton} > 180,0958 \text{ ton (OK)} \end{aligned}$$

4.6.8. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Lentur pada Balok, dan Kolom

Setelah mendapatkan besar momen yang bekerja pada balok, berikut contoh perhitungan tulangan pada balok induk:

Dimensi : 40/60 cm

Tebal decking (d') : 40 mm SNI 2847:2013 pasal(7.7)
 Tulangan lentur (Φ) : 19 mm
 Tulangan sengkang (D) : 13 mm
 Mutu Tulangan (f_y) : 350 Mpa
 Mutu sengkang (f_y) : 350 Mpa
 Mutu beton (f'_c) : 40 Mpa



h) Menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \quad (\text{SNI 03-2847-2013 pasal 10.2.7.3})$$

$$= 0.85 - 0.05 (40 - 28) / 7 = 0.76$$

i) Menentukan batasan tulangan

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \quad (\text{SNI 03-2847-2013 lampiran B8.4.2})$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.76 \times 40}{350} \times \frac{600}{600 + 350} = 0.0742$$

$$\rho_{\max} = 0.025 \quad (\text{SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.2.1})$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b \quad (\text{SNI 03-2847-2013 lampiran B10.3.3})$$

$$= 0.75 \times 0.0742 = 0.056$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (\text{SNI 03-2847-2013 pasal 10.5.1})$$

$$= \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{350} = 0.0045$$

$$\rho_{\min} = 1.4 / f_y = 1.4 / 350 = 0.004$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan:

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$\rho_{\min} = 0.0045$$

- j) Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{350}{0.85 \times 40} = 10.294$$

- k) Menentukan nilai R_n

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2}, \text{ dimana } (M_n = \frac{M_u}{\phi})$$

Momen *ultimate* yang dipakai pada contoh perhitungan ini adalah momen ultimate balok induk yang terbesar, dimana besar momen pada balok tersebut adalah

Mu Tumpuan = 181873181.7 Nmm (Hasil SAP)

Mu Lapangan = 112810291.2 Nmm (Hasil SAP)

Mn Tumpuan = 181873181.7 / 0.9 = 302598436 Nmm

Mn Lapangan = 112810291.2 / 0.9 = 213928612.4 Nmm

Maka, didapat besar R_n adalah:

R_n Tumpuan = 2,33 MPa

R_n Lapangan = 1,45 MPa

- l) Menentukan nilai ρ

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{pertu} = \frac{1}{10.294} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10.294 \cdot 2.33}{350}} \right)$$

$$= 0.0069$$

$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$, maka $\rho_{pakai} = 0.0069$

- m) Menentukan luas tulangan (A_s)

$$A_s = \rho_{bd} = 0.00658 \times 400 \times 537.5 = 1485.04 \text{ mm}^2$$

- n) Menentukan jumlah tulangan

Tulangan yang dipakai untuk balok induk D19 mm

Maka, jumlah tulangan yang digunakan adalah:

$$n = \frac{A_s}{0.25 \times \pi \times D^2} = \frac{1485.04}{0.25 \times \pi \times 19^2} = 6 \text{ buah}$$

Untuk perhitungan jumlah tulangan pakai pada balok anak, kolom dan pelat menggunakan perhitungan yang sama seperti pada perhitungan balok induk lantai dasar sebelumnya, untuk melihat rekap jumlah tulangan pakai pada seluruh elemen dapat dilihat pada **Tabel 4.22**. Untuk perhitungan detail pada seluruh elemen dapat dilihat pada **Lampiran 4**

Tabel 4.22 Diameter dan jumlah tulangan lentur pakai pada setiap elemen struktur

No	Elemen Struktur	Lokasi	D	n
			mm	buah
1	Balok Induk	Tumpuan	19	6
		Lapangan	19	4
2	Balok Anak	Tumpuan	19	6
		Lapangan	19	5
3	Kolom (80/80)	Tumpuan	25	6
		Lapangan	25	6
5	Rib Settlement (80/150)	Tumpuan	35	11
		Lapangan	35	8
6	Rib Konstruksi (30/150)	Tumpuan	29	7
		Lapangan	29	7

Dari **Tabel 4.22** pengelompokan jumlah tulangan dihitung berdasarkan besar momen yang terbesar pada elemen yang memiliki dimensi yang sama, hal ini dilakukan untuk mempermudah pekerjaan pemasangan tulangan pada saat di lapangan.

4.6.9. Perhitungan Retak pada Struktur

Berdasarkan hasil perhitungan jumlah tulangan yang telah didapat pada pasal 7.4.3, langkah selanjutnya adalah menghitung lebar retak pada seluruh elemen struktur. Berdasarkan SNI-2847-2002 pasal 12.6, nilai lebar retak ijin adalah 0,4 mm untuk penampang luar ruangan dan 0.3 mm untuk penampang dalam

ruangan. Berikut contoh perhitungan retak pada balok induk lantai dasar:

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times \beta z < 0,3 \text{ mm (balok induk interior)}$$

Dimana:

ω = lebar retak (mm)

β = perbandingan dari jarak serat maksimum (1,2)

z = lebar retak pada sisi tarik balok ($z = f_s \sqrt[3]{d_c A} < 30 \text{ MN/m}^2$)

f_s = Tegangan kerja dalam tulangan (MN/m²)

d_c = tebal penutup beton (m)

A = Luas efektif tulangan pasang (m)

e. Nilai tegangan kerja tulangan (f_s)

$$f_s = 0.6 f_y$$

$$= 0.6 \times 350 = 210 \text{ MN/m}^2$$

f. Besar luas efektif tulangan pasang

$$g. A = 5 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 0.019^2 \right) = 0.0017 \text{ m}^2$$

h. Besar lebar retak pada sisi tarik balok

$$\begin{aligned} z &= f_s \sqrt[3]{d_c A} \\ &= 210 \times \sqrt[3]{0.04 \times 0.0017} \\ &= 8.57 < 30 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

i. Besar lebar retak pada balok induk

$$\begin{aligned} w &= 11 \times 10^{-6} \times 1,2 \times 8,57 < 0,3 \text{ mm} \\ &= 0.128 < 0.3 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

Untuk lebar retak yang terjadi pada balok induk lantai dasar adalah sebesar 0.098 mm, dimana besar ini masih memenuhi lebar retak ijin pada balok sesuai dengan ketentuan yang berlaku pada peraturan SNI 2847-2002 pasal 12.6. untuk menghitung besar lebar retak yang terjadi pada seluruh elemen dilakukan perhitungan yang sama seperti pada perhitungan lebar retak pada balok induk dasar. Besar lebar retak yang terjadi pada seluruh elemen struktur dapat dilihat pada **Tabel 4.23**.

Tabel 4.23 Besar lebar retak yang terjadi pada seluruh elemen struktur

No	elemen Struktur	Lokasi	z	Ket	ω	Ket
			mN/m		mm	
1	Balok Induk	Tumpuan	8.573	OK	0.113	OK
		Lapangan	7.489	OK	0.099	OK
2	Balok Anak	Tumpuan	9.814	OK	0.129	OK
		Lapangan	8.068	OK	0.106	OK
3	Kolom (80/80)	Tumpuan	10.295	OK	0.136	OK
		Lapangan	10.295	OK	0.136	OK
5	Rib Settlement (80/150)	Tumpuan	10.812	OK	0.143	OK
		Lapangan	9.723	OK	0.235	OK
6	Rib Konstruksi (30/150)	Tumpuan	8.204	OK	0.289	OK
		Lapangan	8.204	OK	0.108	OK

Hasil dari perhitungan kontrol retak pada elemen struktur pada **Tabel 4.23** besar lebar retak yang terjadi pada seluruh elemen struktur memenuhi syarat lebar retak ijin sesuai peraturan SNI-2847-2002 pasal 12.6.

4.6.10. Perhitungan Defleksi pada Balok

Menentukan nilai ijin defleksi pada balok menggunakan rumus $L/240$ (SNI 2847 2013 Tabel 9.5 b), dimana L adalah panjang bentang balok yang ditinjau. Dari hasil analisa stuktur menggunakan program bantu SAP 200, didapatkan nilai defleksi balok induk lantai dasar dapat dilihat pada **Tabel 4.24 dan Tabel 2.25**, defleksi yang ditinjau untuk kontrol defleksi struktur balok induk pada seluruh lantai.

dimensi balok pada pemodelan struktur ini ada 2 jenis, sehingga besar defleksi ijin balok adalah:

$$(L = 500 \text{ cm}) = 500/240 = 20.832 \text{ mm}$$

$$(L = 700 \text{ cm}) = 700/240 = 29.169 \text{ mm}$$

Tabel 4.24 Nilai defleksi pada balok induk lantai dasar arah x

Melintang	Besar Defleksi (m)				
Portal	1	2	3	4	5
1	0.000199	0.000064	0.000008703	0.000064	0.000064
2	0.000203	0.000031	0.000041	0.000031	0.000031
3	0.000227	0.000017	0.000062	0.000017	0.000017
4	0.000227	0.000017	0.000062	0.000017	0.000017
5	0.000203	0.000031	0.000041	0.000031	0.000031
6	0.000199	0.000064	0.000008703	0.000064	0.000064

Tabel 4.25 Nilai defleksi pada balok induk lantai dasar arah y

Memanjang	Besar Defleksi (m)					
Portal	1	2	3	4	5	6
1	0.000181	0.000156	0.000164	0.000164	0.000156	0.000181
2	0.000044	0.000012	0.000019	0.000019	0.000012	0.000044
3	0.000462	0.000386	0.000279	0.000279	0.000386	0.000462
4	0.000044	0.000012	0.000019	0.000019	0.000012	0.000044
5	0.000181	0.000156	0.000164	0.000164	0.000156	0.000181

Dari **Tabel 4.24** dan **Tabel 2.25** dapat dilihat bahwa nilai defleksi pada balok induk telah belum memenuhi toleransi defleksi balok, oleh karena itu perlu adanya tulangan untuk memperkecil lendutan pada balok tersebut.

4.7. Estimasi Biaya

Estimasi biaya pada Tugas Akhir ini hanya menghitung besar biaya material pada perencanaan tiap pondasi dan besar biaya perbaikan tanah dasar pada perencanaan pondasi dangkal.

4.7.1. Estimasi Biaya Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Jumlah tiang yang dibutuhkan adalah 92 buah. Kedalaman pemasangan tiang pancang adalah 30 m. Diameter pakai tiang *precast* WIKA adalah 80 cm. Harga material tiang

pancang adalah Rp.1.300.000,- per meter, total harga material pondasi tiang pancang adalah **Rp. 3.588.000.000,-**

4.7.2. Estimasi Biaya Perencanaan Pondasi Tikar

1. Perbaikan Tanah

- Tanah timbunan

Menurut HSPK Surabaya 2013 harga tanah sirtu adalah 156.000 per m³

Tinggi H inisial = 13 m

Volume Tanah = $\frac{1}{2} \times (25+19,5) \times 27 \times 13$
= 7809.75 m³

Harga Tanah = Rp.156.000 x 7809.75
= Rp.1.218.321.000,-

- PVD

Harga PVD per meter adalah Rp.3500, jumlah PVD pakai adalah 1088 buah dengan jarak pemasangan 80 cm. pemasangan PVD dilakukan pada seluruh lapisan *compressible*.

Harga pemasangan PVD = 1088 x 19 x Rp.3500
= Rp. 72.352.000,-

2. Beton

Menurut HSPK Surabaya 2013, harga beton/cor adalah Rp.232.100,- per m³,

Volume beton = 25 x 27 x 0,8 = 540 m³

Total Harga beton cor = 232100 x 540
= Rp. 125.334.000,-

3. Tulangan

Menurut HSPK Surabaya 2013, harga besi tulangan adalah Rp.12.000,- per kg. diameter tulangan pakai adalah D29. Berat jenis tulangan adalah 7850 kg/m³.

Berat 1 tulangan = $\frac{1}{4} \pi D^2 \times 7850$
= $\frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,029^2 \times 7850$

$$= 5,19 \text{ kg/m}$$

Jumlah tulangan per- 5 m adalah 23 buah

Harga tulangan arah x

$$= 5,19 \times 27 \times (5 \times 23) \times \text{Rp.}12.000$$

$$= \text{Rp. } 193.379.400,-$$

Harga tulangan arah y

$$= 5,19 \times 25 \times (5 \times 25) \times \text{Rp.}12.000$$

$$= \text{Rp. } 194.625.000,-$$

Total harga tulangan adalah Rp. 388.004.400,-

Total Harga perencanaan pondasi tika adalah:

Perbaikan tanah + Beton/cor + tulangan

$$(1.218.321.000 + 72.352.000) + 125.334.000 + 388.004.400 = \text{Rp. } 1.454.807.400,-$$

4.7.3. Estimasi Biaya Perencanaan Sarang Laba-Laba

1. Perbaikan Tanah

- Tanah timbunan

Menurut HSPK Surabaya 2013 harga tanah sirtu adalah 156.000 per m³

$$\text{Tinggi H inisial} = 13 \text{ m}$$

$$\text{Volume Tanah} = \frac{1}{2} \times (25+19,5) \times 27 \times 13$$

$$= 7809.75 \text{ m}^3$$

$$\text{Harga Tanah} = \text{Rp.}156.000 \times 7809.75$$

$$= \text{Rp.}1.218.321.000,-$$

- PVD

Harga PVD per meter adalah Rp.3500, jumlah PVD pakai adalah 1088 buah dengan jarak pemasangan 80 cm. pemasangan PVD dilakukan pada seluruh lapisan *compressible*.

$$\text{Harga pemasangan PVD} = 1088 \times 19 \times \text{Rp.}3500$$

$$= \text{Rp. } 72.352.000,-$$

2. Beton

Menurut HSPK Surabaya 2013, harga beton/cor adalah Rp.232.100,- per m³,

$$\text{Volume Rib Konstruksi I} = 40 \times 0,5 \times 1.5 \times 7,07107$$

$$\begin{aligned}
 &= 212.1321 \text{ m}^3 \\
 \text{Volume Rib Konstruksi II} &= 40 \times 0,5 \times 1,5 \times 8.60233 \\
 &= 258.0699 \text{ m}^3 \\
 \text{Volume Rib Settlement x} &= 0,8 \times 1,5 \times 25 \times 6 \\
 &= 180 \text{ m}^3 \\
 \text{Volume Rib Settlement y} &= 0,8 \times 1,5 \times 27 \times 6 \\
 &= 194,4 \text{ m}^3 \\
 \text{Total Harga beton cor} & \\
 (212.1321 + 258.0699 + 180 + 19,4) \times \text{Rp.}232.100 & \\
 = \text{Rp. } 155.414.624,- &
 \end{aligned}$$

3. Tanah Pengisi Rib

$$\begin{aligned}
 \text{Volume Tanah} &= (25 \times 27 \times 1,5) - 669.602 \\
 &= 342,898 \text{ m}^3 \\
 \text{Harga tanah pengisi} &= 342,898 \times \text{Rp } 156.000 \\
 &= \text{Rp.}53.429.088
 \end{aligned}$$

4. Tulangan

Menurut HSPK Surabaya 2013, harga besi tulangan adalah Rp.12.000,- per kg. diameter tulangan pakai adalah D29. Berat jenis tulangan adalah 7850 kg/m³.

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tulangan 1m} &= \frac{1}{4} \pi D^2 \times 7850 = 5,19 \text{ kg} \\
 \text{n tulangan (Rib Konstruksi)} &= 7 \text{ buah} \\
 \text{n tulangan (Rib Settlement)} &= 11 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Tulangan rib konstruksi:

$$\begin{aligned}
 \text{Tipe I} &= 5,19 \times 7,07107 \times 40 \times 7 \times \text{Rp.}12.000 \\
 &= \text{Rp. } 123.308.147,1,- \\
 \text{Tipe II} &= 5,19 \times 8.60233 \times 10 \times 7 \times \text{Rp.}12.000 \\
 &= \text{Rp. } 37.502.717,87,-
 \end{aligned}$$

Tulangan rib *settlement*

$$\begin{aligned}
 \text{Tipe I} &= 5,19 \times 25 \times 6 \times 11 \times \text{Rp.}12.000 \\
 &= \text{Rp. } 102.762.000,- \\
 \text{Tipe II} &= 5,19 \times 27 \times 6 \times 11 \times \text{Rp.}12.000 \\
 &= \text{Rp. } 110.982.960,-
 \end{aligned}$$

Total harga tulangan adalah Rp. 374.555.825,-

Total Harga perencanaan pondasi KSSL adalah:

Perbaikan tanah + Beton/cor + tulangan + tanah pengisi

$(1.218.321.000 + 72.352.000) + 155.414.624 + 374.555.825 + 53.429.088 = \text{Rp. } 1.874.072.537,-$

Dari hasil perhitungan estimasi biaya sebelumnya dapat direkap bahwa biaya material perbaikan tanah dan material pada perencanaan pondasi tiang pancang, pondasi tikar dan pondasi KSSL adalah sebagai berikut :

Pondasi Tiang : **Rp. 3.588.000.000,-**

Pondasi Tikar : **Rp. 1.454.807.400,-**

Pondasi KSSL : **Rp. 1.874.072.537,-**

BAB V

Penutup

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisa dan perhitungan yang dilakukan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

- 1 Struktur gedung apartemen 10 lantai didesain memiliki luas bangunan $25 \times 27 \text{ m}^2$ dengan bentang 5 meter arah x dan 7 meter pada tengah bentang arah y, tinggi tiap lantai 4 m. Dari hasil perhitungan *preliminary design* gedung, didapatkan dimensi balok induk 40/60 cm, balok anak 30/40 cm, tebal pelat atap 15 cm, dan tebal pelat lantai 12 cm pada semua variasi gedung. Untuk dimensi kolom, didapatkan dimensi kolom dengan ukuran $80 \times 80 \text{ cm}$.
- 2 Pada perencanaan pondasi tiang pancang, dimensi pakai adalah 80 cm memakai pondasi tiang pancang jenis *prestressed spun pile* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton, pemancangan dilakukan hingga tanah keras pada kedalaman 30 m, jumlah tiang pancang pada perencanaan pembangunan apartemen ini adalah 92 buah.
- 3 Pada perbaikan tanah untuk perencanaan pondasi dangkal, tinggi H inisial timbunan adalah 13 meter dengan besar pemampatan yang terjadi adalah 3.5 meter. Waktu yang dibutuhkan untuk dilakukannya pemampatan adalah 216 tahun, untuk mempersingkat waktu pemampatan maka perlu dilakukan perencanaan PVD tipe CeTeau-Drain CT-D812 dengan tebal (a) = 100 mm dan lebar (b) = 5 mm, jarak pemasangan PVD yaitu 0,8 meter dengan pola pemasangan segiempat., pemasangan PVD dilakukan sampai kedalaman 19 (seluruh lapisan *compressible*).
- 4 Pada perencanaan pondasi tikar direncanakan pemodelan struktur gedung dengan asumsi tumpuan pegas untuk mendapatkan struktur yang kaku dengan pemampatan yang merata. Dari hasil analisa struktur menggunakan SAP 2000, diketahui bahwa momen yang terjadi di lantai dasar

sangatlah besar sehingga pondasi tikar didesain dengan tebal yang cukup. Tebal pondasi tikar pada pengerjaan Tugas Akhir ini adalah 0,8 m, dengan tebal tersebut pondasi mampu memenuhi geser yang terjadi pada pondasi serta kemampuan struktur juga memenuhi syarat defleksi dan retak.

- 5 Untuk dimensi pakai pada perencanaan pondasi KSSL adalah:

Rib *Settlement* = 50/150 cm

Rib Konstruksi = 80/150 cm

Perencanaan pondasi KSSL direncanakan sama seperti perencanaan pondasi tikar dengan pemodelan perletakan menggunakan pegas. Perbedaan mendasar pada perencanaan pondasi tikar dan KSSL adalah pondasi KSSL rangkaian balok tinggi dengan tanah sebagai pengisi rongga antar balok. Direncanakan tanah pengisi memiliki spesifikasi tanah dengan Indeks Plastisitas < 30% dan derajat kepadatan 90%.

- 6 Estimasi biaya dihitung berdasarkan besar biaya material pada perbaikan tanah dasar serta perhitungan biaya material tiap pondasi. Dari hasil perhitungan estimasi biaya pada pembahasan sebelumnya, didapatkan estimasi biaya sebesar: **Rp 3.588.000.000** untuk perencanaan pondasi tiang, **Rp 1.454.807.400** untuk perencanaan pondasi tikar, dan **Rp 1.874.072.537** untuk perencanaan pondasi KSSL

5.2 Saran

- 1 Sebaiknya dilakukan perhitungan nilai k kembali pada perencanaan pondasi KSSL untuk mendapatkan perhitungan yang lebih akurat.
- 2 Perlu adanya analisis perencanaan metode pelaksanaan pondasi di lapangan, sehingga untuk penentuan pemakaian pondasi optimum dapat menjadi pertimbangan.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2012. **Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013)**. Jakarta : BSN.
- Bowles, Joseph. E. 1988. **Analisis dan Desain Pondasi**. Jakarta : Penerbit Erlangga.
- Das, B.M. 1985. Alih bahasa : Noor Endah dan Indrasurya B. Mochtar. 1994. **Mekanika Tanah (Prinsip Rekayasa Geoteknis)**, Jilid 1 dan 2. Jakarta : Erlangga.
- Institut Teknologi Bandung. 2008. **Kumpulan Kajian Konstruksi Sarang Laba-Laba (KSLL) untuk Infrastruktur**. Jakarta: PT.KATAMA SURYABUMI
- Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS. 2002. **Modul H : Perencanaan Tiang Pancang**. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil FTSP – ITS.
- Laboratorium Beton 3 Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS. 2015. **Reinforced Concrete Element II Foundation**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil ITS.
- Laboratorium Beton 3 Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS. 2015. **Reinforced Concrete Element II Pilecap**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil ITS.

Lastiasih, Yudhi. dan I.B Mochtar. 2004. **Study Perencanaan Sistem Struktur Gedung Dengan Pondasi Dangkal Yang Dapat Mengakibatkan Penurunan Konsolidasi Merata**. Thesis S-2, Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS, Surabaya.

NAFVAC DM 7. 1971. **Design Manual, Soil Mechanic, Foundation and Earth Structures**. Departement of The Naval Facilities Engineering Command, Virginia, USA.

Mochtar, Indrasurya B. 2002. **Teknologi Perbaikan Tanah dan Alternatif Perencanaan pada Tanah Bermasalah (Problematic Soil)**. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil, ITS.

Mochtar, Noor Endah. 2012. **Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil ITS

Lampiran 1

Data Tanah



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Sepuluh Nopember Surabaya
Telp. 031 5964251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax 031 5028001, e-mail: tanah_its@gmail.com


DRILLING LOG														Test No. 031 5628001, e-mail: tanah.ri@gmail.com									
CLIENT - PT. CAKRAWALA SINAR MULIA				BORE TYPE - ROTARY DRILLING				Remarks:															
PROJECT NAME - APARTEMEN				START OF DATE - 7 MARET 2015				UD = Undrained Sample															
POINT NO. - BIE-1				FINISH OF DATE - 10 MARET 2015				CS = Core Sample															
WATER SURFACE - -4.2 METER				BORE MASTER - HARNO CS				SPT = SPT Test															
PROJECT LOCATE - GUNUNG ANYAR SURABAYA																							
Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UB / CS	SPT TEST		Standard Penetration Test				N - Value							
										Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/20 cm	15 cm		15 cm	15 cm					
0.00	0.00				START OF BORING																		
1.00	-1.00	-1.00			LEMPUNG BERPASIR	ABU-ABU																	
2.00	-2.00	-2.00			LEMPUNG	ABU-ABU	VERY SOFT	SPT = 1															
3.00	-3.00	-3.00			LEMPUNG BERPASIR	ABU-ABU	VERY SOFT	SPT = 2															
4.00	-4.00	-4.00			PASIR	ABU-ABU	VERY LOOSE																
5.00	-5.00	-5.00																					
6.00	-6.00	-6.00																					
7.00	-7.00	-7.00																					
8.00	-8.00	-8.00																					
9.00	-9.00	-9.00			LEMPUNG LUNAK	ABU-ABU	VERY SOFT	SPT 0 srt 1															
10.00	-10.00	-10.00																					
11.00	-11.00	-11.00																					
12.00	-12.00	-12.00																					
13.00	-13.00	-13.00																					
14.00	-14.00	-14.00																					
15.00	-15.00	-15.00																					
16.00	-16.00	-16.00			LEMPUNG	ABU-ABU	SOFT	SPT = 3															
17.00	-17.00	-17.00																					
18.00	-18.00	-18.00																					
19.00	-19.00	-19.00																					
20.00	-20.00	-20.00			LEMPUNG PADAT	ABU-ABU	SOFT TO VERY STIFF	SPT 3 srt 17															
21.00	-21.00	-21.00			LEMPUNG LUNAK BERPASIR	COBALT	VERY STIFF	SPT = 17															
22.00	-22.00	-22.00																					
23.00	-23.00	-23.00																					
24.00	-24.00	-24.00			LEMPUNG BERLUNAK	ABU-ABU	STIFF TO VERY STIFF	SPT 9 srt 19															
25.00	-25.00	-25.00																					
26.00	-26.00	-26.00																					
27.00	-27.00	-27.00																					
28.00	-28.00	-28.00																					
29.00	-29.00	-29.00			LEMPUNG	ABU-ABU	STIFF	SPT 14 srt 15															
30.00	-30.00	-30.00																					
END OF BORING																							

Parameter Tanah

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-6.00	2.645	1.534	100.00	58.00	60.54	1.649	1.044	1.649	1.11	0.936	8.40E-03
-12.00	2.672	1.427	100.00	53.41	58.80	1.689	1.101	1.689	1.02	0.686	9.50E-04
-18.00	2.548	1.328	100.00	52.12	57.04	1.665	1.095	1.665	1.20	0.720	1.36E-04
-24.00	2.601	1.311	100.00	50.40	56.73	1.693	1.125	1.693	*	*	*
-30.00	2.612	1.298	100.00	49.69	56.48	1.701	1.137	1.701	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			PERMEABILITY
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	ϕ	C	Cu	
-6.00	0.00	11.05	88.95	63.24	31.25	31.99		*	0.05	*
-12.00	0.00	9.34	90.66	64.28	32.26	32.02		*	0.06	*
-18.00	0.00	9.31	90.69	71.44	29.78	41.66		*	0.150	*
-24.00	0.00	10.16	89.84	73.64	33.94	39.70		*	0.320	*
-30.00	0.00	9.37	90.63	69.34	31.67	37.67		*	0.670	*

Spesifikasi tipe *Geotextile* yang Digunakan



UnggulTex


POLYPROPYLENE WOVEN GEOTEXTILES

TECHNICAL SPESIFICATIONS

PROPERTIES	UNIT	TEST METHOD	UW - 150	UW - 200	UW - 250
Physical Properties					
Mass	g/m ²	ASTM D 5261-92	150	200	250
Thickness	mm	ASTM D 5199-91	0.5	0.6	0.7
Colour	-	-	Black	Black	Black
Mechanical Properties					
Strip Tensile Strength (Wrab/Weft)	kN/m	ASTM D 4595-94	37/35	42/39	52/52
Elongation at Max. Load (Wrab/Weft)	%	ASTM D 4595-94	19/18	20/20	20/20
Grap Tensile Strength (Wrab/Weft)	N	ASTM D 4632-91	1210/1200	1600/1600	1750/1750
Elongation at Max. Load (Wrab/Weft)	%	ASTM D 4632-91	14/13	22/22	22/22
Trapezoidal Tear Strength (Wrab/Weft)	N	ASTM D 4533-91	615/615	700/700	800/800
Hydraulic Properties					
Pore Size O ₉₀	µm	ASTM D 4751-95	320	275	250
Water Permeability	l/m ² /sec	100 mm water head	28	16	7.5
Environmental Properties					
Effect of soil Alkalinity	-	-	nil	nil	nil
Effect of soil Acidity	-	-	nil	nil	nil
Effect of Bacteria	-	-	nil	nil	nil
Effect of U.V. Light	-	-	Stabilized	Stabilized	Stabilized
Packaging					
Roll Length	m	-	150 - 200	150 - 200	150 - 200
Roll Width	m	-	3 - 4	3 - 4	3 - 4
Roll Area	m ²	-	640 - 760	640 - 760	640 - 760
Roll Diameter (Approx)	m	-	0.4 - 0.5	0.4 - 0.5	0.4 - 0.5
Roll Weight (Approx)	kg	-	96 - 114	128 - 152	160 - 190

All information, illustration and specification are based on the latest product information available at the time of printing.
The right is reserved to make changes at any time without notice.

Distributed by :



PT. TEKNINDO GEOSISTEM UNGGUL

Wisma SIER Building, 1st Floor, Jl. Rungkut Industri Raya 10, Surabaya 60263

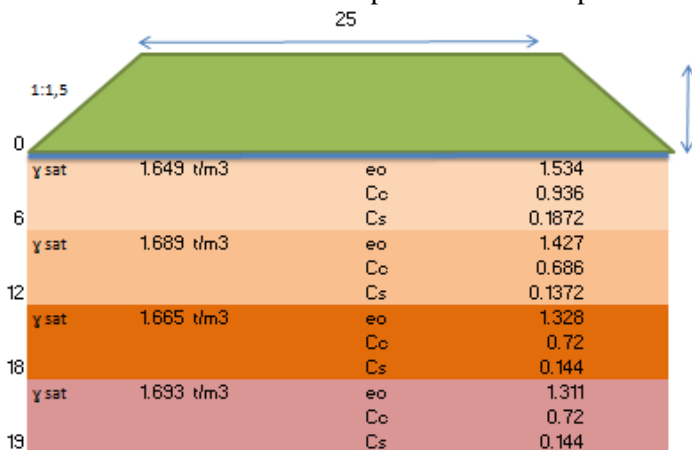
Tel. 031-8475062 Fax. 031-8475063

Website: www.geosistem.co.id Email: info@geosistem.co.id

“ Halaman ini sengaja dikosongkan ”

Lampiran2

1. Ilustrasi Timbunan dan Lapisan Tanah Compressible



2. Data Timbunan

gamma timb	1.8	t/m3
Elevasi Tanah Asli	0.00	m
h timbunan (H final)	0.00	m
L timbunan	25	m
kemiringan timbunan	(1:1,5)	

3. Variasi Beban

q (t/m ²)	Htimbunan m	a m	b m	H ekiv m
18	10.0000	15.0000	12.5	8.480555556
19	10.5556	15.8333	12.5	8.480555556
20	11.1111	16.6667	12.5	8.480555556
21	11.6667	17.5000	12.5	8.480555556
22	12.2222	18.3333	12.5	8.480555556
23	12.7778	19.1667	12.5	8.480555556
24	13.3333	20.0000	12.5	8.480555556

4. Tegangan Overburden Tanah)

Titik	hi	γ	Tegangan (σ_o)
	m	ton/m ³	ton/m ²
1	0.5	1.649	0.3245
2	1	1.649	0.9735
3	1	1.649	1.6225
4	1	1.649	2.2715
5	1	1.649	2.9205
6	1	1.649	3.5695
7	1	1.689	4.2385
8	1	1.689	4.9275
9	1	1.689	5.6165
10	1	1.689	6.3055
11	1	1.689	6.9945
12	1	1.689	7.6835
13	1	1.665	8.3605
14	1	1.665	9.0255
15	1	1.665	9.6905
16	1	1.665	10.3555
17	1	1.665	11.0205
18	1	1.665	11.6855
19	1	1.693	12.3645

5. Distribusi Tegangan Akibat Timbunan

	a= 15		b= 12.5			
H timbunan	10.0000	m	q timbunan	18	t/m2	
kedalaman (m)	z (m)	a/z (m)	b/z (m)	I	2I	$\Delta\sigma_i$ (t/m2)
0-1	0.5	30.0000	25.0000	0.5	1	18
1-2	1.5	10.0000	8.3333	0.5	1	18
2-3	2.5	6.0000	5.0000	0.5	1	18
3-4	3.5	4.2857	3.5714	0.5	1	18
4-5	4.5	3.3333	2.7778	0.487	0.974	17.532
5-6	5.5	2.7273	2.2727	0.485	0.97	17.46
6-7	6.5	2.3077	1.9231	0.479	0.958	17.244
7-8	7.5	2.0000	1.6667	0.47	0.94	16.92
8-9	8.5	1.7647	1.4706	0.45	0.9	16.2
9-10	9.5	1.5789	1.3158	0.487	0.974	17.532
10-11	10.5	1.4286	1.1905	0.435	0.87	15.66
11-12	11.5	1.3043	1.0870	0.432	0.864	15.552
12-13	12.5	1.2000	1.0000	0.425	0.85	15.3
13-14	13.5	1.1111	0.9259	0.415	0.83	14.94
14-15	14.5	1.0345	0.8621	0.392	0.784	14.112
15-16	15.5	0.9677	0.8065	0.381	0.762	13.716
16-17	16.5	0.9091	0.7576	0.372	0.744	13.392
17-18	17.5	0.8571	0.7143	0.371	0.742	13.356
18-19	18.5	0.8108	0.6757	0.35	0.7	12.6

	a= 15.8333333		b= 12.5			
H timbunan	10.5556	m	q timbunan	19	t/m2	
kedalaman (m)	z (m)	a/z (m)	b/z (m)	I	2I	$\Delta\sigma_i$ (t/m2)
0-1	0.5	31.6667	25.0000	0.5	1	19
1-2	1.5	10.5556	8.3333	0.5	1	19
2-3	2.5	6.3333	5.0000	0.5	1	19
3-4	3.5	4.5238	3.5714	0.5	1	19
4-5	4.5	3.5185	2.7778	0.487	0.974	18.506
5-6	5.5	2.8788	2.2727	0.485	0.97	18.43
6-7	6.5	2.4359	1.9231	0.479	0.958	18.202
7-8	7.5	2.1111	1.6667	0.47	0.94	17.86
8-9	8.5	1.8627	1.4706	0.45	0.9	17.1
9-10	9.5	1.6667	1.3158	0.487	0.974	18.506
10-11	10.5	1.5079	1.1905	0.435	0.87	16.53
11-12	11.5	1.3768	1.0870	0.432	0.864	16.416
12-13	12.5	1.2667	1.0000	0.425	0.85	16.15
13-14	13.5	1.1728	0.9259	0.415	0.83	15.77
14-15	14.5	1.0920	0.8621	0.392	0.784	14.896
15-16	15.5	1.0215	0.8065	0.381	0.762	14.478
16-17	16.5	0.9596	0.7576	0.372	0.744	14.136
17-18	17.5	0.9048	0.7143	0.371	0.742	14.098
18-19	18.5	0.8559	0.6757	0.35	0.7	13.3

	a=	16.6666667	b=	12.5		
H timbunan	11.1111	m	q timbunan	20	t/m2	
edalaman (m)	z (m)	a/z (m)	b/z (m)	l	2l	$\Delta\sigma_i$ (t/m2)
0-1	0.5	33.3333333	25.00000	0.5	1	20
1-2	1.5	11.1111111	8.33333	0.5	1	20
2-3	2.5	6.6666667	5.00000	0.5	1	20
3-4	3.5	4.76190476	3.57143	0.5	1	20
4-5	4.5	3.7037037	2.77778	0.487	0.974	19.48
5-6	5.5	3.03030303	2.27273	0.485	0.97	19.4
6-7	6.5	2.56410256	1.92308	0.479	0.958	19.16
7-8	7.5	2.22222222	1.66667	0.47	0.94	18.8
8-9	8.5	1.96078431	1.47059	0.45	0.9	18
9-10	9.5	1.75438596	1.31579	0.487	0.974	19.48
10-11	10.5	1.58730159	1.19048	0.435	0.87	17.4
11-12	11.5	1.44927536	1.08696	0.432	0.864	17.28
12-13	12.5	1.33333333	1.00000	0.425	0.85	17
13-14	13.5	1.2345679	0.92593	0.415	0.83	16.6
14-15	14.5	1.14942529	0.86207	0.392	0.784	15.68
15-16	15.5	1.07526882	0.80645	0.381	0.762	15.24
16-17	16.5	1.01010101	0.75758	0.372	0.744	14.88
17-18	17.5	0.95238095	0.71429	0.371	0.742	14.84
18-19	18.5	0.9090909	0.67568	0.35	0.7	14

	a=	17.5	b=	12.5		
H timbunan	11.6666667	m	q timbunan	21	t/m2	
edalaman (m)	z (m)	a/z (m)	b/z (m)	l	2l	$\Delta\sigma_i$ (t/m2)
0-1	0.5	35	25.00000	0.5	1	21
1-2	1.5	11.6666667	8.33333	0.5	1	21
2-3	2.5	7	5.00000	0.5	1	21
3-4	3.5	5	3.57143	0.5	1	21
4-5	4.5	3.88888889	2.77778	0.487	0.974	20.454
5-6	5.5	3.18181818	2.27273	0.485	0.97	20.37
6-7	6.5	2.69230769	1.92308	0.479	0.958	20.118
7-8	7.5	2.33333333	1.66667	0.47	0.94	19.74
8-9	8.5	2.05882353	1.47059	0.45	0.9	18.9
9-10	9.5	1.84210526	1.31579	0.487	0.974	20.454
10-11	10.5	1.66666667	1.19048	0.435	0.87	18.27
11-12	11.5	1.52173913	1.08696	0.432	0.864	18.144
12-13	12.5	1.4	1.00000	0.425	0.85	17.85
13-14	13.5	1.2962963	0.92593	0.415	0.83	17.43
14-15	14.5	1.20689655	0.86207	0.392	0.784	16.464
15-16	15.5	1.12903226	0.80645	0.381	0.762	16.002
16-17	16.5	1.06060606	0.75758	0.372	0.744	15.624
17-18	17.5	1	0.71429	0.371	0.742	15.582
18-19	18.5	0.94594595	0.67568	0.35	0.7	14.7

	a=	18.3333333	b=	12.5		
H timbunan	12.2222222	m	q timbunan	22	t/m2	
edalaman (n)	z (m)	a/z (m)	b/z (m)	l	2l	$\Delta\sigma_i$ (t/m2)
0-1	0.5	36.6666667	25.00000	0.5	1	22
1-2	1.5	12.2222222	8.33333	0.5	1	22
2-3	2.5	7.33333333	5.00000	0.5	1	22
3-4	3.5	5.23809524	3.57143	0.5	1	22
4-5	4.5	4.07407407	2.77778	0.487	0.974	21.428
5-6	5.5	3.33333333	2.27273	0.485	0.97	21.34
6-7	6.5	2.82051282	1.92308	0.479	0.958	21.076
7-8	7.5	2.44444444	1.66667	0.47	0.94	20.68
8-9	8.5	2.15686275	1.47059	0.45	0.9	19.8
9-10	9.5	1.92982456	1.31579	0.487	0.974	21.428
10-11	10.5	1.74603175	1.19048	0.435	0.87	19.14
11-12	11.5	1.5942029	1.08696	0.432	0.864	19.008
12-13	12.5	1.46666667	1.00000	0.425	0.85	18.7
13-14	13.5	1.35802469	0.92593	0.415	0.83	18.26
14-15	14.5	1.26436782	0.86207	0.392	0.784	17.248
15-16	15.5	1.1827957	0.80645	0.381	0.762	16.764
16-17	16.5	1.11111111	0.75758	0.372	0.744	16.368
17-18	17.5	1.04761905	0.71429	0.371	0.742	16.324
18-19	18.5	0.99099099	0.67568	0.35	0.7	15.4

	a=	19.1666667	b=	12.5		
H timbunan	12.7777778	m	q timbunan	23	t/m2	
edalaman (n)	z (m)	a/z (m)	b/z (m)	l	2l	$\Delta\sigma_i$ (t/m2)
0-1	0.5	38.3333333	25.00000	0.5	1	23
1-2	1.5	12.7777778	8.33333	0.5	1	23
2-3	2.5	7.66666667	5.00000	0.5	1	23
3-4	3.5	5.47619048	3.57143	0.5	1	23
4-5	4.5	4.25925926	2.77778	0.487	0.974	22.402
5-6	5.5	3.48484848	2.27273	0.485	0.97	22.31
6-7	6.5	2.94871795	1.92308	0.479	0.958	22.034
7-8	7.5	2.55555556	1.66667	0.47	0.94	21.62
8-9	8.5	2.25490196	1.47059	0.45	0.9	20.7
9-10	9.5	2.01754386	1.31579	0.487	0.974	22.402
10-11	10.5	1.82539683	1.19048	0.435	0.87	20.01
11-12	11.5	1.66666667	1.08696	0.432	0.864	19.872
12-13	12.5	1.53333333	1.00000	0.425	0.85	19.55
13-14	13.5	1.41975309	0.92593	0.415	0.83	19.09
14-15	14.5	1.32183908	0.86207	0.392	0.784	18.032
15-16	15.5	1.23655914	0.80645	0.381	0.762	17.526
16-17	16.5	1.16161616	0.75758	0.372	0.744	17.112
17-18	17.5	1.0952381	0.71429	0.371	0.742	17.066
18-19	18.5	1.03603604	0.67568	0.35	0.7	16.1

6. Pemampatan

Pemampatan											
H timb =	10.000	m									
kedalaman	Hi	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'$	$\Delta\sigma' + \sigma'_o$	Pfluktiasi	σ'_c	OCR	SC
(m)	(m)				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		(m)
0-1	1	0.936	0.1872	1.534	0.3245	18	18.3245	2	2.3245	7.163	0.394
1-2	1	0.936	0.1872	1.534	0.9735	18	18.9735	2	2.9735	3.054	0.333
2-3	1	0.936	0.1872	1.534	1.6225	18	19.6225	2	3.6225	2.233	0.297
3-4	1	0.936	0.1872	1.534	2.2715	18	20.2715	2	4.2715	1.880	0.270
4-5	1	0.936	0.1872	1.534	2.9205	17.532	20.4525	2	4.9205	1.685	0.245
5-6	1	0.936	0.1872	1.534	3.5695	17.46	21.0295	2	5.5695	1.560	0.227
6-7	1	0.686	0.1372	1.427	4.2385	17.244	21.4825	2	6.2385	1.472	0.161
7-8	1	0.686	0.1372	1.427	4.9275	16.92	21.8475	2	6.9275	1.406	0.149
8-9	1	0.686	0.1372	1.427	5.6165	16.2	21.8165	2	7.6165	1.356	0.137
9-10	1	0.686	0.1372	1.427	6.3055	17.532	23.8375	2	8.3055	1.317	0.136
10-11	1	0.686	0.1372	1.427	6.9945	15.66	22.6545	2	8.9945	1.286	0.120
11-12	1	0.686	0.1372	1.427	7.6835	15.552	23.2355	2	9.6835	1.260	0.113
12-13	1	0.72	0.144	1.328	8.3605	15.3	23.6605	2	10.3605	1.239	0.117
13-14	1	0.72	0.144	1.328	9.0255	14.94	23.9655	2	11.0255	1.222	0.110
14-15	1	0.72	0.144	1.328	9.6905	14.112	23.8025	2	11.6905	1.206	0.101
15-16	1	0.72	0.144	1.328	10.3555	13.716	24.0715	2	12.3555	1.193	0.094
16-17	1	0.72	0.144	1.328	11.0205	13.392	24.4125	2	13.0205	1.181	0.089
17-18	1	0.72	0.144	1.328	11.6855	13.356	25.0415	2	13.6855	1.171	0.085
18-19	1	0.72	0.144	1.311	12.3645	12.6	24.9645	2	14.3645	1.162	0.079
											3.258

H timb =	10.556	m									
kedalaman	Hi	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'$	$\Delta\sigma' + \sigma'_o$	Pfiuktiasi	σ'_c	OCR	SC
(m)	(m)				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		(m)
0-1	1	0.936	0.1872	1.534	0.3245	19	19.3245	2	2.3245	7.163	0.403
1-2	1	0.936	0.1872	1.534	0.9735	19	19.9735	2	2.9735	3.054	0.341
2-3	1	0.936	0.1872	1.534	1.6225	19	20.6225	2	3.6225	2.233	0.305
3-4	1	0.936	0.1872	1.534	2.2715	19	21.2715	2	4.2715	1.880	0.278
4-5	1	0.936	0.1872	1.534	2.9205	18.506	21.4265	2	4.9205	1.685	0.253
5-6	1	0.936	0.1872	1.534	3.5695	18.43	21.9995	2	5.5695	1.560	0.235
6-7	1	0.686	0.1372	1.427	4.2385	18.202	22.4405	2	6.2385	1.472	0.167
7-8	1	0.686	0.1372	1.427	4.9275	17.86	22.7875	2	6.9275	1.406	0.155
8-9	1	0.686	0.1372	1.427	5.6165	17.1	22.7165	2	7.6165	1.356	0.142
9-10	1	0.686	0.1372	1.427	6.3055	18.506	24.8115	2	8.3055	1.317	0.141
10-11	1	0.686	0.1372	1.427	6.9945	16.53	23.5245	2	8.9945	1.286	0.124
11-12	1	0.686	0.1372	1.427	7.6835	16.416	24.0995	2	9.6835	1.260	0.118
12-13	1	0.72	0.144	1.328	8.3605	16.15	24.5105	2	10.3605	1.239	0.121
13-14	1	0.72	0.144	1.328	9.0255	15.77	24.7955	2	11.0255	1.222	0.114
14-15	1	0.72	0.144	1.328	9.6905	14.896	24.5865	2	11.6905	1.206	0.105
15-16	1	0.72	0.144	1.328	10.3555	14.478	24.8335	2	12.3555	1.193	0.099
16-17	1	0.72	0.144	1.328	11.0205	14.136	25.1565	2	13.0205	1.181	0.093
17-18	1	0.72	0.144	1.328	11.6855	14.098	25.7835	2	13.6855	1.171	0.089
18-19	1	0.72	0.144	1.311	12.3645	13.3	25.6645	2	14.3645	1.162	0.083
											3.364

H timb =	11.111	m									
kedalaman	Hi	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'$	$\Delta\sigma' + \sigma'_o$	Pfluktuas	σ'_c	OCR	SC
(m)	(m)				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		(m)
0-1	1	0.936	0.1872	1.534	0.3245	20	20.3245	2	2.3245	7.163	0.411
1-2	1	0.936	0.1872	1.534	0.9735	20	20.9735	2	2.9735	3.054	0.349
2-3	1	0.936	0.1872	1.534	1.6225	20	21.6225	2	3.6225	2.233	0.312
3-4	1	0.936	0.1872	1.534	2.2715	20	22.2715	2	4.2715	1.880	0.285
4-5	1	0.936	0.1872	1.534	2.9205	19.48	22.4005	2	4.9205	1.685	0.260
5-6	1	0.936	0.1872	1.534	3.5695	19.4	22.9695	2	5.5695	1.560	0.242
6-7	1	0.686	0.1372	1.427	4.2385	19.16	23.3985	2	6.2385	1.472	0.172
7-8	1	0.686	0.1372	1.427	4.9275	18.8	23.7275	2	6.9275	1.406	0.159
8-9	1	0.686	0.1372	1.427	5.6165	18	23.6165	2	7.6165	1.356	0.146
9-10	1	0.686	0.1372	1.427	6.3055	19.48	25.7855	2	8.3055	1.317	0.146
10-11	1	0.686	0.1372	1.427	6.9945	17.4	24.3945	2	8.9945	1.286	0.129
11-12	1	0.686	0.1372	1.427	7.6835	17.28	24.9635	2	9.6835	1.260	0.122
12-13	1	0.72	0.144	1.328	8.3605	17	25.3605	2	10.3605	1.239	0.126
13-14	1	0.72	0.144	1.328	9.0255	16.6	25.6255	2	11.0255	1.222	0.119
14-15	1	0.72	0.144	1.328	9.6905	15.68	25.3705	2	11.6905	1.206	0.109
15-16	1	0.72	0.144	1.328	10.3555	15.24	25.5955	2	12.3555	1.193	0.103
16-17	1	0.72	0.144	1.328	11.0205	14.88	25.9005	2	13.0205	1.181	0.097
17-18	1	0.72	0.144	1.328	11.6855	14.84	26.5255	2	13.6855	1.171	0.093
18-19	1	0.72	0.144	1.311	12.3645	14	26.3645	2	14.3645	1.162	0.086
											3.466

H timb =	11.667	m										
kedalaman	Hi	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'$	$\Delta\sigma' + \sigma'_o$	Pfluktuasi	σ'_c	OCR	SC	
(m)	(m)				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		(m)	
0-1	1	0.936	0.1872	1.534	0.3245	21	21.3245	2	2.3245	7.163	0.419	
1-2	1	0.936	0.1872	1.534	0.9735	21	21.9735	2	2.9735	3.054	0.357	
2-3	1	0.936	0.1872	1.534	1.6225	21	22.6225	2	3.6225	2.233	0.320	
3-4	1	0.936	0.1872	1.534	2.2715	21	23.2715	2	4.2715	1.880	0.292	
4-5	1	0.936	0.1872	1.534	2.9205	20.454	23.3745	2	4.9205	1.685	0.267	
5-6	1	0.936	0.1872	1.534	3.5695	20.37	23.9395	2	5.5695	1.560	0.248	
6-7	1	0.686	0.1372	1.427	4.2385	20.118	24.3565	2	6.2385	1.472	0.177	
7-8	1	0.686	0.1372	1.427	4.9275	19.74	24.6675	2	6.9275	1.406	0.164	
8-9	1	0.686	0.1372	1.427	5.6165	18.9	24.5165	2	7.6165	1.356	0.151	
9-10	1	0.686	0.1372	1.427	6.3055	20.454	26.7595	2	8.3055	1.317	0.150	
10-11	1	0.686	0.1372	1.427	6.9945	18.27	25.2645	2	8.9945	1.286	0.133	
11-12	1	0.686	0.1372	1.427	7.6835	18.144	25.8275	2	9.6835	1.260	0.126	
12-13	1	0.72	0.144	1.328	8.3605	17.85	26.2105	2	10.3605	1.239	0.130	
13-14	1	0.72	0.144	1.328	9.0255	17.43	26.4555	2	11.0255	1.222	0.123	
14-15	1	0.72	0.144	1.328	9.6905	16.464	26.1545	2	11.6905	1.206	0.113	
15-16	1	0.72	0.144	1.328	10.3555	16.002	26.3575	2	12.3555	1.193	0.107	
16-17	1	0.72	0.144	1.328	11.0205	15.624	26.6445	2	13.0205	1.181	0.101	
17-18	1	0.72	0.144	1.328	11.6855	15.582	27.2675	2	13.6855	1.171	0.097	
18-19	1	0.72	0.144	1.311	12.3645	14.7	27.0645	2	14.3645	1.162	0.090	
											3.564	

H timb =	12.222	m									
kedalaman	Hi	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'$	$\Delta\sigma' + \sigma'_o$	Pfluktuasi	σ'_c	OCR	SC
(m)	(m)				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		(m)
0-1	1	0.936	0.1872	1.534	0.3245	22	22.3245	2	2.3245	7.163	0.426
1-2	1	0.936	0.1872	1.534	0.9735	22	22.9735	2	2.9735	3.054	0.364
2-3	1	0.936	0.1872	1.534	1.6225	22	23.6225	2	3.6225	2.233	0.327
3-4	1	0.936	0.1872	1.534	2.2715	22	24.2715	2	4.2715	1.880	0.299
4-5	1	0.936	0.1872	1.534	2.9205	21.428	24.3485	2	4.9205	1.685	0.273
5-6	1	0.936	0.1872	1.534	3.5695	21.34	24.9095	2	5.5695	1.560	0.255
6-7	1	0.686	0.1372	1.427	4.2385	21.076	25.3145	2	6.2385	1.472	0.181
7-8	1	0.686	0.1372	1.427	4.9275	20.68	25.6075	2	6.9275	1.406	0.169
8-9	1	0.686	0.1372	1.427	5.6165	19.8	25.4165	2	7.6165	1.356	0.155
9-10	1	0.686	0.1372	1.427	6.3055	21.428	27.7335	2	8.3055	1.317	0.155
10-11	1	0.686	0.1372	1.427	6.9945	19.14	26.1345	2	8.9945	1.286	0.137
11-12	1	0.686	0.1372	1.427	7.6835	19.008	26.6915	2	9.6835	1.260	0.130
12-13	1	0.72	0.144	1.328	8.3605	18.7	27.0605	2	10.3605	1.239	0.135
13-14	1	0.72	0.144	1.328	9.0255	18.26	27.2855	2	11.0255	1.222	0.127
14-15	1	0.72	0.144	1.328	9.6905	17.248	26.9385	2	11.6905	1.206	0.117
15-16	1	0.72	0.144	1.328	10.3555	16.764	27.1195	2	12.3555	1.193	0.110
16-17	1	0.72	0.144	1.328	11.0205	16.368	27.3885	2	13.0205	1.181	0.104
17-18	1	0.72	0.144	1.328	11.6855	16.324	28.0095	2	13.6855	1.171	0.100
18-19	1	0.72	0.144	1.311	12.3645	15.4	27.7645	2	14.3645	1.162	0.093
											3.658

H timb =	12.778	m									
kedalaman	Hi	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'$	$\Delta\sigma' + \sigma'_o$	Pfluktuasi	σ'_c	OCR	SC
(m)	(m)				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		(m)
0-1	1	0.936	0.1872	1.534	0.3245	23	23.3245	2	2.3245	7.163	0.433
1-2	1	0.936	0.1872	1.534	0.9735	23	23.9735	2	2.9735	3.054	0.371
2-3	1	0.936	0.1872	1.534	1.6225	23	24.6225	2	3.6225	2.233	0.333
3-4	1	0.936	0.1872	1.534	2.2715	23	25.2715	2	4.2715	1.880	0.305
4-5	1	0.936	0.1872	1.534	2.9205	22.402	25.3225	2	4.9205	1.685	0.280
5-6	1	0.936	0.1872	1.534	3.5695	22.31	25.8795	2	5.5695	1.560	0.261
6-7	1	0.686	0.1372	1.427	4.2385	22.034	26.2725	2	6.2385	1.472	0.186
7-8	1	0.686	0.1372	1.427	4.9275	21.62	26.5475	2	6.9275	1.406	0.173
8-9	1	0.686	0.1372	1.427	5.6165	20.7	26.3165	2	7.6165	1.356	0.160
9-10	1	0.686	0.1372	1.427	6.3055	22.402	28.7075	2	8.3055	1.317	0.159
10-11	1	0.686	0.1372	1.427	6.9945	20.01	27.0045	2	8.9945	1.286	0.141
11-12	1	0.686	0.1372	1.427	7.6835	19.872	27.5555	2	9.6835	1.260	0.134
12-13	1	0.72	0.144	1.328	8.3605	19.55	27.9105	2	10.3605	1.239	0.139
13-14	1	0.72	0.144	1.328	9.0255	19.09	28.1155	2	11.0255	1.222	0.131
14-15	1	0.72	0.144	1.328	9.6905	18.032	27.7225	2	11.6905	1.206	0.121
15-16	1	0.72	0.144	1.328	10.3555	17.526	27.8815	2	12.3555	1.193	0.114
16-17	1	0.72	0.144	1.328	11.0205	17.112	28.1325	2	13.0205	1.181	0.108
17-18	1	0.72	0.144	1.328	11.6855	17.066	28.7515	2	13.6855	1.171	0.104
18-19	1	0.72	0.144	1.311	12.3645	16.1	28.4645	2	14.3645	1.162	0.097
											3.749

7. Perencanaan PVD

Tabel Derajat Konsolidasi pemasangan PVD jarak 60

t	Tv	Uv	x	Uh	Ur
(month)		(%)		(%)	(%)
0	0	0	0	0	0
0.25	8.75383E-05	1.055733	0.30412872	26.22341051	27.00229
0.5	0.000175077	1.493032	0.60825744	45.57014843	46.3828
0.75	0.000262615	1.828584	0.912386161	59.84351184	60.57781
1	0.000350153	2.111467	1.216514881	70.37391258	70.99946
1.25	0.000437692	2.360691	1.520643601	78.1428831	78.65886
1.5	0.00052523	2.586008	1.824772321	83.87456459	84.29157
1.75	0.000612768	2.793208	2.128901042	88.10320371	88.43551
2	0.000700307	2.986065	2.433029762	91.22294944	91.48504
2.25	0.000787845	3.1672	2.737158482	93.52459144	93.72968
2.5	0.000875383	3.338522	3.041287202	95.22266441	95.38216
2.75	0.000962922	3.501471	3.345415923	96.47544473	96.59886
3	0.00105046	3.657167	3.649544643	97.39970333	97.4948
3.25	0.001137998	3.8065	3.953673363	98.0815898	98.15461
3.5	0.001225537	3.950192	4.257802083	98.58466238	98.64057
3.75	0.001313075	4.088837	4.561930804	98.95581217	98.99851
4	0.001400613	4.222933	4.866059524	99.22963383	99.26217
4.25	0.001488152	4.3529	5.170188244	99.43165012	99.45639
4.5	0.00157569	4.479097	5.474316964	99.58069084	99.59947
4.75	0.001663228	4.601835	5.778445685	99.690648	99.70488
5	0.001750767	4.721383	6.082574405	99.77177065	99.78255
5.25	0.001838305	4.837978	6.386703125	99.83162017	99.83977
5.5	0.001925843	4.951828	6.690831845	99.8757751	99.88193
5.75	0.002013382	5.063119	6.994960566	99.90835111	99.91299
6	0.00210092	5.172016	7.299089286	99.93238457	99.93588

Tabel Derajat Konsolidasi pemasangan PVD jarak 80

t	Tv	Uv	Uh	Ur
(month)		(%)	(%)	(%)
0	0	0	0	0
0.25	8.75383E-05	1.055733	13.72173	14.6326
0.5	0.000175077	1.493032	25.5606	26.672
0.75	0.000262615	1.828584	35.77497	36.94938
1	0.000350153	2.111467	44.58776	45.75777
1.25	0.000437692	2.360691	52.19127	53.31989
1.5	0.00052523	2.586008	58.75146	59.81815
1.75	0.000612768	2.793208	64.41147	65.40553
2	0.000700307	2.986065	69.29483	70.21171
2.25	0.000787845	3.1672	73.50811	74.34716
2.5	0.000875383	3.338522	77.14326	77.90633
2.75	0.000962922	3.501471	80.2796	80.9701
3	0.00105046	3.657167	82.98558	83.60782
3.25	0.001137998	3.8065	85.32025	85.87904
3.5	0.001225537	3.950192	87.33457	87.83488
3.75	0.001313075	4.088837	89.07248	89.51929
4	0.001400613	4.222933	90.57193	90.97007
4.25	0.001488152	4.3529	91.86562	92.2197
4.5	0.00157569	4.479097	92.9818	93.29615
4.75	0.001663228	4.601835	93.94482	94.22347
5	0.001750767	4.721383	94.77569	95.02235
5.25	0.001838305	4.837978	95.49256	95.71063
5.5	0.001925843	4.951828	96.11106	96.30363
5.75	0.002013382	5.063119	96.64469	96.81457
6	0.00210092	5.172016	97.10509	97.25482

Tabel Derajat Konsolidasi pemasangan PVD jarak 100

t	Tv	Uv	x	Uh	Ur
(month)		(%)		(%)	(%)
0	0	0	0	0	0
0.25	8.75383E-05	1.055733	0.085371	8.182798	9.152143
0.5	0.000175077	1.493032	0.170741	15.69601	16.9547
0.75	0.000262615	1.828584	0.256112	22.59444	24.00987
1	0.000350153	2.111467	0.341482	28.92838	30.42903
1.25	0.000437692	2.360691	0.426853	34.74403	36.28452
1.5	0.00052523	2.586008	0.512223	40.08379	41.63323
1.75	0.000612768	2.793208	0.597594	44.98662	46.52325
2	0.000700307	2.986065	0.682964	49.48825	50.99656
2.25	0.000787845	3.1672	0.768335	53.62152	55.09042
2.5	0.000875383	3.338522	0.853705	57.41658	58.83824
2.75	0.000962922	3.501471	0.939076	60.9011	62.27013
3	0.00105046	3.657167	1.024446	64.10048	65.41339
3.25	0.001137998	3.8065	1.109817	67.03807	68.29276
3.5	0.001225537	3.950192	1.195187	69.73527	70.93079
3.75	0.001313075	4.088837	1.280558	72.21178	73.34799
4	0.001400613	4.222933	1.365928	74.48563	75.56309
4.25	0.001488152	4.3529	1.451299	76.57342	77.59316
4.5	0.00157569	4.479097	1.536669	78.49037	79.45381
4.75	0.001663228	4.601835	1.62204	80.25046	81.1593
5	0.001750767	4.721383	1.70741	81.86652	82.72268
5.25	0.001838305	4.837978	1.792781	83.35035	84.15586
5.5	0.001925843	4.951828	1.878152	84.71276	85.46976
5.75	0.002013382	5.063119	1.963522	85.96368	86.67436
6	0.00210092	5.172016	2.048893	87.11225	87.7788

8. Peningkatan Nilai Cu

Perhitungan perubahan tegangan akibat beban timbunan bertahap $U = 100\%$

Tegangan	Hi	z	Po'	σ_1'	σ_2'	σ_3'	σ_4'	σ_5'	σ_6'	σ_7'	σ_8'	σ_9'	σ_{10}'	σ_{11}'	σ_{12}'	σ_{13}'	σ_{14}'	σ_{15}'	σ_{16}'
	(m)	(m)	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2
Kedalaman																			
1	1	0,5	0,325	1,585	2,845	4,105	5,365	6,625	7,885	9,137	10,364	11,564	12,738	13,887	15,011	16,110	17,183	18,219	19,217
2	1	1,5	0,974	2,234	3,494	4,754	6,014	7,274	8,526	9,758	10,970	12,157	13,319	14,456	15,567	16,653	17,714	18,737	19,722
3	1	2,5	1,623	2,883	4,143	5,403	6,663	7,923	9,155	10,382	11,582	12,756	13,905	15,029	16,128	17,201	18,249	19,260	20,232
4	1	3,5	2,272	3,532	4,792	6,052	7,312	8,564	9,791	11,003	12,190	13,352	14,488	15,600	16,686	17,747	18,783	19,780	20,740
5	1	4,5	2,921	4,181	5,441	6,701	7,961	9,193	10,405	11,604	12,779	13,928	15,052	16,151	17,224	18,272	19,295	20,281	21,228
6	1	5,5	3,570	4,830	6,090	7,350	8,602	9,829	11,029	12,216	13,377	14,514	15,625	16,711	17,772	18,808	19,818	20,791	21,725
7	1	6,5	4,239	5,499	6,759	8,019	9,251	10,463	11,650	12,824	13,973	15,097	16,196	17,269	18,318	19,341	20,338	21,298	22,220
8	1	7,5	4,928	6,188	7,448	8,700	9,927	11,127	12,301	13,463	14,599	15,711	16,797	17,858	18,893	19,904	20,889	21,836	22,746
9	1	8,5	5,617	6,877	8,137	9,369	10,581	11,768	12,930	14,079	15,203	16,301	17,375	18,423	19,446	20,444	21,416	22,351	23,248
10	1	9,5	6,306	7,566	8,818	10,045	11,245	12,419	13,568	14,705	15,816	16,902	17,963	18,999	20,009	20,994	21,954	22,876	23,760
11	1	10,5	6,995	8,255	9,487	10,699	11,886	13,048	14,184	15,308	16,407	17,480	18,529	19,552	20,549	21,522	22,469	23,379	24,250
12	1	11,5	7,684	8,891	10,118	11,317	12,492	13,641	14,765	15,876	16,962	18,023	19,059	20,069	21,054	22,014	22,949	23,846	24,705
13	1	12,5	8,361	9,545	10,757	11,944	13,106	14,242	15,354	16,452	17,526	18,574	19,597	20,595	21,567	22,515	23,437	24,321	25,167
14	1	13,5	9,026	10,160	11,359	12,533	13,682	14,806	15,905	16,991	18,052	19,088	20,098	21,083	22,043	22,978	23,887	24,759	25,593
15	1	14,5	9,691	10,918	12,105	13,266	14,403	15,514	16,600	17,674	18,722	19,745	20,743	21,715	22,663	23,585	24,482	25,341	26,162
16	1	15,5	10,356	11,583	12,757	13,906	15,030	16,129	17,202	18,263	19,299	20,309	21,294	22,254	23,189	24,098	24,983	25,829	26,637
17	1	16,5	11,021	12,117	13,278	14,415	15,526	16,612	17,673	18,722	19,745	20,742	21,715	22,662	23,584	24,481	25,353	26,186	26,982
18	1	17,5	11,686	12,765	13,915	15,038	16,137	17,211	18,259	19,295	20,305	21,290	22,250	23,185	24,094	24,978	25,837	26,658	27,442
19	1	18,5	12,365	13,423	14,559	15,670	16,757	17,817	18,853	19,876	20,874	21,846	22,794	23,716	24,613	25,484	26,331	27,139	27,910

Perhitungan perubahan tegangan akibat beban timbunan bertahap $U < 100\%$

Perubahan Tegangan	Po'	$\Delta P1'$	$\Delta P2'$	$\Delta P3'$	$\Delta P4'$	$\Delta P5'$	$\Delta P6'$	$\Delta P7'$	$\Delta P8'$	$\Delta P9'$	$\Delta P10'$	P11'	$\Delta P12'$	$\Delta P13'$	$\Delta P14'$	$\Delta P15'$	$\Delta P16'$	$\Sigma \sigma'$
Tinggi Timbunan	t/m2 H= 0m	t/m2 H= 0.7m	t/m2 H= 1.4m	t/m2 H= 2.1m	t/m2 H= 2.8m	t/m2 H= 3.5m	t/m2 H= 4.2m	t/m2 H= 4.9m	t/m2 H= 5.6m	t/m2 H= 6.3m	t/m2 H= 7.0m	t/m2 H= 8m	t/m2 H= 9m	t/m2 H= 10m	t/m2 H= 11 m	t/m2 H= 12 m	t/m2 H= 13 m	t/m2
Kedalaman m	- 0	16 minggu 0,91	15 minggu 0,895	14 minggu 0,878	13 minggu 0,859	12 minggu 0,836	11 minggu 0,810	10 minggu 0,779	9minggu 0,743	8 minggu 0,702	7 minggu 0,654	6 minggu 0,598	5 minggu 0,533	4 minggu 0,458	3minggu 0,369	2 minggu 0,267	1 minggu 0,146	$\Sigma \sigma'$ t/m2
0-1	0,325	1,049	1,091	1,081	1,061	1,035	1,003	0,960	0,898	0,828	0,755	0,675	0,588	0,493	0,389	0,270	0,143	12,643
1-2	0,974	1,099	1,100	1,085	1,064	1,037	0,999	0,946	0,888	0,821	0,748	0,669	0,582	0,488	0,384	0,267	0,141	13,289
2-3	1,623	1,114	1,106	1,088	1,066	1,038	0,984	0,943	0,879	0,813	0,740	0,662	0,576	0,483	0,380	0,264	0,139	13,897
3-4	2,272	1,122	1,109	1,091	1,067	1,033	0,981	0,932	0,871	0,805	0,733	0,655	0,570	0,477	0,376	0,261	0,138	14,492
4-5	2,921	1,127	1,112	1,092	1,069	1,018	0,970	0,923	0,862	0,796	0,725	0,648	0,564	0,472	0,372	0,258	0,136	15,064
5-6	3,570	1,130	1,114	1,094	1,063	1,015	0,960	0,914	0,854	0,788	0,718	0,641	0,558	0,467	0,367	0,255	0,134	15,640
6-7	4,239	1,132	1,115	1,095	1,047	1,003	0,951	0,905	0,845	0,780	0,710	0,634	0,551	0,461	0,363	0,252	0,132	16,216
7-8	4,928	1,134	1,117	1,089	1,044	0,993	0,942	0,896	0,836	0,772	0,702	0,627	0,545	0,456	0,358	0,249	0,131	16,818
8-9	5,617	1,135	1,118	1,073	1,032	0,984	0,932	0,887	0,827	0,763	0,694	0,620	0,539	0,450	0,354	0,245	0,129	17,399
9-10	6,306	1,137	1,112	1,069	1,022	0,974	0,923	0,877	0,818	0,755	0,687	0,613	0,532	0,445	0,350	0,242	0,127	17,988
10-11	6,995	1,137	1,095	1,057	1,012	0,964	0,913	0,868	0,810	0,747	0,679	0,605	0,526	0,439	0,345	0,239	0,126	18,555
11-12	7,684	1,091	1,091	1,046	1,001	0,954	0,903	0,859	0,801	0,738	0,671	0,598	0,519	0,434	0,341	0,236	0,124	19,090
12-13	8,361	1,071	1,078	1,036	0,991	0,944	0,893	0,849	0,792	0,730	0,663	0,591	0,513	0,428	0,336	0,233	0,122	19,630
13-14	9,026	1,026	1,067	1,025	0,981	0,934	0,884	0,840	0,783	0,721	0,655	0,584	0,507	0,423	0,332	0,229	0,120	20,135
14-15	9,691	1,110	1,057	1,015	0,970	0,923	0,874	0,831	0,774	0,713	0,647	0,576	0,500	0,417	0,327	0,226	0,119	20,769
15-16	10,356	1,111	1,046	1,004	0,960	0,913	0,864	0,821	0,765	0,704	0,639	0,569	0,494	0,412	0,323	0,223	0,117	21,319
16-17	11,021	0,993	1,035	0,993	0,949	0,903	0,854	0,811	0,755	0,695	0,631	0,562	0,487	0,406	0,318	0,220	0,115	21,749
17-18	11,686	0,978	1,024	0,982	0,939	0,893	0,844	0,802	0,746	0,687	0,623	0,554	0,481	0,401	0,314	0,216	0,113	22,283
17-19	12,365	0,959	1,013	0,972	0,928	0,883	0,834	0,792	0,737	0,678	0,615	0,547	0,474	0,395	0,309	0,213	0,111	22,826

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

Lampiran 3

Konfigurasi Pembebanan

Titik	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
1	54,16	38,28	35,48	33,92	32,98	31,78	31,04	30,54	30,16	29,92	29,76	29,66	29,61	29,61	29,66	29,76	29,92	30,16	30,54	31,04	31,78	32,98	33,92	35,48	38,28	54,16
2	38,28	26,29	24,27	23,16	22,50	22,13	21,92	21,77	21,68	21,61	21,56	21,54	21,53	21,53	21,54	21,56	21,61	21,68	21,77	21,92	22,13	22,50	23,16	24,27	26,29	38,28
3	35,48	24,27	22,25	21,25	20,67	20,22	19,72	19,39	19,17	19,01	18,92	18,86	18,82	18,82	18,86	18,92	19,01	19,17	19,39	19,72	20,22	20,67	21,25	22,25	24,27	35,48
4	33,90	23,17	21,25	20,34	19,25	18,57	18,13	17,84	17,65	17,52	17,42	17,36	17,34	17,34	17,36	17,42	17,52	17,65	17,84	18,13	18,57	19,25	20,34	21,25	23,17	33,90
5	32,96	22,49	20,67	19,25	18,23	17,61	17,21	16,93	16,74	16,62	16,53	16,48	16,46	16,46	16,48	16,53	16,62	16,74	16,93	17,21	17,61	18,23	19,25	20,67	22,49	32,96
6	31,77	22,12	20,22	18,57	17,61	17,01	16,63	16,35	16,18	16,05	15,98	15,91	15,90	15,90	15,91	15,98	16,05	16,18	16,35	16,63	17,01	17,61	18,57	20,22	22,12	31,77
7	31,01	21,91	19,72	18,13	17,21	16,62	16,25	15,97	15,79	15,67	15,60	15,53	15,51	15,51	15,53	15,60	15,67	15,79	15,97	16,25	16,62	17,21	18,13	19,72	21,91	31,01
8	30,49	21,77	19,37	17,83	16,92	16,36	15,97	15,72	15,53	15,41	15,34	15,28	15,26	15,26	15,28	15,34	15,41	15,53	15,72	15,97	16,36	16,92	17,83	19,37	21,77	30,49
9	30,10	21,66	19,14	17,62	16,74	16,17	15,79	15,53	15,35	15,22	15,14	15,09	15,07	15,07	15,09	15,14	15,22	15,35	15,53	15,79	16,17	16,74	17,62	19,14	21,66	30,10
10	29,84	21,60	18,98	17,49	16,60	16,04	15,65	15,41	15,22	15,10	15,02	14,97	14,94	14,94	14,97	15,02	15,10	15,22	15,41	15,65	16,04	16,60	17,49	18,98	21,60	29,84
11	29,67	21,55	18,88	17,38	16,50	15,94	15,57	15,32	15,13	15,00	14,93	14,87	14,85	14,85	14,87	14,93	15,00	15,13	15,32	15,57	15,94	16,50	17,38	18,88	21,55	29,67
12	29,53	21,52	18,79	17,32	16,44	15,89	15,51	15,25	15,08	14,95	14,86	14,82	14,78	14,78	14,82	14,86	14,95	15,08	15,25	15,51	15,89	16,44	17,32	18,79	21,52	29,53
13	29,46	21,49	18,74	17,28	16,40	15,84	15,47	15,21	15,03	14,92	14,82	14,77	14,74	14,74	14,77	14,82	14,92	15,03	15,21	15,47	15,84	16,40	17,28	18,74	21,49	29,46
14	29,43	21,48	18,72	17,26	16,38	15,83	15,45	15,19	15,02	14,83	14,81	14,75	14,72	14,72	14,75	14,81	14,83	15,02	15,19	15,45	15,83	16,38	17,26	18,72	21,48	29,43
15	29,43	21,48	18,72	17,26	16,38	15,83	15,45	15,19	15,02	14,83	14,81	14,75	14,72	14,72	14,75	14,81	14,83	15,02	15,19	15,45	15,83	16,38	17,26	18,72	21,48	29,43
16	29,46	21,49	18,74	17,28	16,40	15,84	15,47	15,21	15,03	14,92	14,82	14,77	14,74	14,74	14,77	14,82	14,92	15,03	15,21	15,47	15,84	16,40	17,28	18,74	21,49	29,46
17	29,53	21,52	18,79	17,32	16,44	15,89	15,51	15,25	15,08	14,95	14,86	14,82	14,78	14,78	14,82	14,86	14,95	15,08	15,25	15,51	15,89	16,44	17,32	18,79	21,52	29,53
18	29,67	21,55	18,88	17,38	16,50	15,94	15,57	15,32	15,13	15,00	14,93	14,87	14,85	14,85	14,87	14,93	15,00	15,13	15,32	15,57	15,94	16,50	17,38	18,88	21,55	29,67
19	29,84	21,60	18,98	17,49	16,60	16,04	15,65	15,41	15,22	15,10	15,02	14,97	14,94	14,94	14,97	15,02	15,10	15,22	15,41	15,65	16,04	16,60	17,49	18,98	21,60	29,84
20	30,10	21,66	19,14	17,62	16,74	16,17	15,79	15,53	15,35	15,22	15,14	15,09	15,07	15,07	15,09	15,14	15,22	15,35	15,53	15,79	16,17	16,74	17,62	19,14	21,66	30,10
21	30,49	21,77	19,37	17,83	16,92	16,36	15,97	15,72	15,53	15,41	15,34	15,28	15,26	15,26	15,28	15,34	15,41	15,53	15,72	15,97	16,36	16,92	17,83	19,37	21,77	30,49
22	31,01	21,91	19,72	18,13	17,21	16,62	16,25	15,97	15,79	15,67	15,60	15,53	15,51	15,51	15,53	15,60	15,67	15,79	15,97	16,25	16,62	17,21	18,13	19,72	21,91	31,01
23	31,77	22,12	20,22	18,57	17,61	17,01	16,63	16,35	16,18	16,05	15,98	15,91	15,90	15,90	15,91	15,98	16,05	16,18	16,35	16,63	17,01	17,61	18,57	20,22	22,12	31,77
24	32,96	22,49	20,67	19,25	18,23	17,61	17,21	16,93	16,74	16,62	16,53	16,48	16,46	16,46	16,48	16,53	16,62	16,74	16,93	17,21	17,61	18,23	19,25	20,67	22,49	32,96
25	33,90	23,17	21,25	20,34	19,25	18,57	18,13	17,84	17,65	17,52	17,42	17,36	17,34	17,34	17,36	17,42	17,52	17,65	17,84	18,13	18,57	19,25	20,34	21,25	23,17	33,90
26	35,48	24,27	22,25	21,25	20,67	20,22	19,72	19,39	19,17	19,01	18,92	18,86	18,82	18,82	18,86	18,92	19,01	19,17	19,39	19,72	20,22	20,67	21,25	22,25	24,27	35,48
27	38,28	26,29	24,27	23,16	22,50	22,13	21,92	21,77	21,68	21,61	21,56	21,54	21,53	21,53	21,54	21,56	21,61	21,68	21,77	21,92	22,13	22,50	23,16	24,27	26,29	38,28
28	54,16	38,28	35,48	33,92	32,98	31,78	31,04	30,54	30,16	29,92	29,76	29,66	29,61	29,61	29,66	29,76	29,92	30,16	30,54	31,04	31,78	32,98	33,92	35,48	38,28	54,16

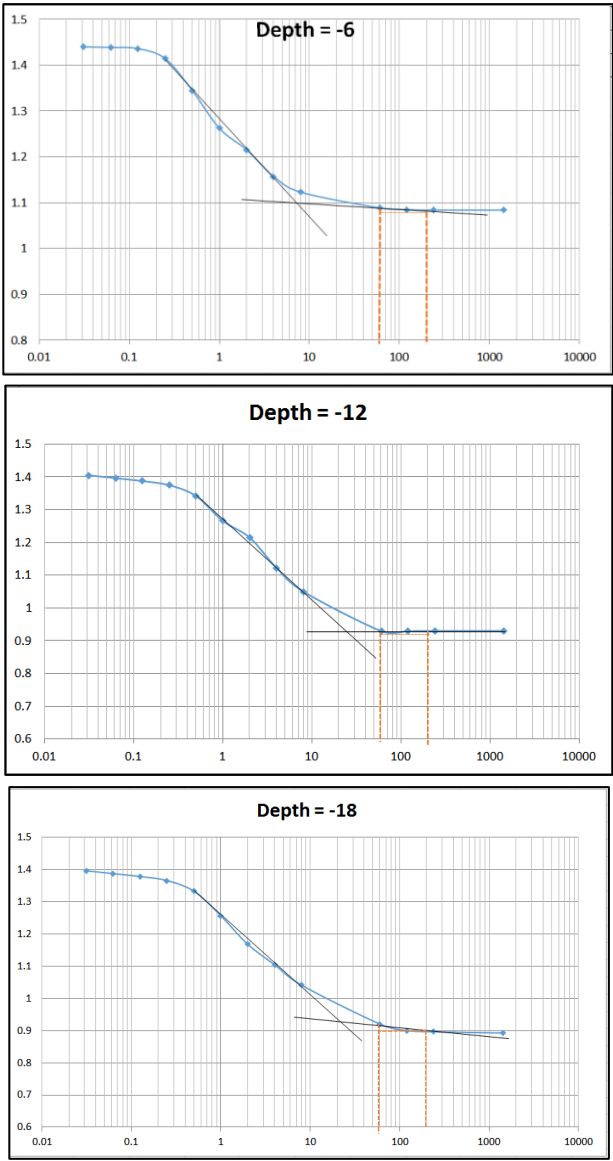
Konfigurasi nilai *settlement* merata

[illegible]

Nilai K

Titik	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
1	50,07	35,39	32,81	31,36	30,49	29,39	28,69	28,23	27,89	27,66	27,51	27,42	27,37	27,37	27,42	27,51	27,66	27,89	28,23	28,69	29,39	30,49	31,36	32,81	35,39	50,07
2	35,39	24,30	22,44	21,41	20,80	20,46	20,27	20,13	20,04	19,98	19,94	19,91	19,91	19,91	19,94	19,98	20,04	20,13	20,27	20,46	20,80	21,41	22,44	24,30	35,39	
3	32,80	22,44	20,57	19,64	19,11	18,69	18,24	17,93	17,72	17,57	17,49	17,43	17,39	17,39	17,43	17,49	17,57	17,72	17,93	18,24	18,69	19,11	19,64	20,57	22,44	32,80
4	31,34	21,42	19,64	18,80	17,80	17,16	16,76	16,50	16,31	16,19	16,10	16,05	16,03	16,03	16,05	16,10	16,19	16,31	16,50	16,76	17,16	17,80	18,80	19,64	21,42	31,34
5	30,47	20,79	19,11	17,79	16,85	16,28	15,91	15,65	15,48	15,37	15,28	15,23	15,22	15,22	15,23	15,28	15,37	15,48	15,65	15,91	16,28	16,85	17,79	19,11	20,79	30,47
6	29,37	20,45	18,69	17,16	16,28	15,73	15,38	15,12	14,96	14,84	14,77	14,71	14,70	14,70	14,71	14,77	14,84	14,96	15,12	15,38	15,73	16,28	17,16	18,69	20,45	29,37
7	28,67	20,25	18,23	16,76	15,91	15,37	15,02	14,77	14,60	14,48	14,42	14,36	14,34	14,34	14,36	14,42	14,48	14,60	14,77	15,02	15,37	15,91	16,76	18,23	20,25	28,67
8	28,19	20,12	17,91	16,48	15,65	15,12	14,77	14,53	14,36	14,24	14,18	14,13	14,11	14,11	14,13	14,18	14,24	14,36	14,53	14,77	15,12	15,65	16,48	17,91	20,12	28,19
9	27,83	20,03	17,70	16,29	15,47	14,95	14,60	14,36	14,19	14,08	14,00	13,95	13,93	13,93	13,95	14,00	14,08	14,19	14,36	14,60	14,95	15,47	16,29	17,70	20,03	27,83
10	27,59	19,97	17,54	16,16	15,34	14,83	14,47	14,24	14,07	13,96	13,88	13,84	13,81	13,81	13,84	13,88	13,96	14,07	14,24	14,47	14,83	15,34	16,16	17,54	19,97	27,59
11	27,43	19,92	17,45	16,06	15,26	14,73	14,39	14,16	13,99	13,87	13,80	13,75	13,73	13,73	13,75	13,80	13,87	13,99	14,16	14,39	14,73	15,26	16,06	17,45	19,92	27,43
12	27,30	19,89	17,37	16,01	15,20	14,69	14,34	14,10	13,94	13,82	13,74	13,70	13,66	13,66	13,70	13,74	13,82	13,94	14,10	14,34	14,69	15,20	16,01	17,37	19,89	27,30
13	27,24	19,87	17,32	15,97	15,16	14,65	14,30	14,07	13,90	13,79	13,70	13,65	13,63	13,63	13,65	13,70	13,79	13,90	14,07	14,30	14,65	15,16	15,97	17,32	19,87	27,24
14	27,20	19,86	17,31	15,95	15,14	14,63	14,28	14,04	13,88	13,70	13,69	13,63	13,60	13,60	13,63	13,69	13,70	13,88	14,04	14,28	14,63	15,14	15,95	17,31	19,86	27,20
15	27,20	19,86	17,31	15,95	15,14	14,63	14,28	14,04	13,88	13,70	13,69	13,63	13,60	13,60	13,63	13,69	13,70	13,88	14,04	14,28	14,63	15,14	15,95	17,31	19,86	27,20
16	27,24	19,87	17,32	15,97	15,16	14,65	14,30	14,07	13,90	13,79	13,70	13,65	13,63	13,63	13,65	13,70	13,79	13,90	14,07	14,30	14,65	15,16	15,97	17,32	19,87	27,24
17	27,20	19,89	17,37	16,01	15,20	14,69	14,34	14,10	13,94	13,82	13,74	13,70	13,66	13,66	13,70	13,74	13,82	13,94	14,10	14,34	14,69	15,20	16,01	17,37	19,89	27,30
18	27,43	19,92	17,45	16,06	15,26	14,73	14,39	14,16	13,99	13,87	13,80	13,75	13,73	13,73	13,75	13,80	13,87	13,99	14,16	14,39	14,73	15,26	16,06	17,45	19,92	27,43
19	27,59	19,97	17,54	16,16	15,34	14,83	14,47	14,24	14,07	13,96	13,88	13,84	13,81	13,81	13,84	13,88	13,96	14,07	14,24	14,47	14,83	15,34	16,16	17,54	19,97	27,59
20	27,83	20,03	17,70	16,29	15,47	14,95	14,60	14,36	14,19	14,08	14,00	13,95	13,93	13,93	13,95	14,00	14,08	14,19	14,36	14,60	14,95	15,47	16,29	17,70	20,03	27,83
21	28,19	20,12	17,91	16,48	15,65	15,12	14,77	14,53	14,36	14,24	14,18	14,13	14,11	14,11	14,13	14,18	14,24	14,36	14,53	14,77	15,12	15,65	16,48	17,91	20,12	28,19
22	28,67	20,25	18,23	16,76	15,91	15,37	15,02	14,77	14,60	14,48	14,42	14,36	14,34	14,34	14,36	14,42	14,48	14,60	14,77	15,02	15,37	15,91	16,76	18,23	20,25	28,67
23	29,37	20,45	18,69	17,16	16,28	15,73	15,38	15,12	14,96	14,84	14,77	14,71	14,70	14,70	14,71	14,77	14,84	14,96	15,12	15,38	15,73	16,28	17,16	18,69	20,45	29,37
24	30,47	20,79	19,11	17,79	16,85	16,28	15,91	15,65	15,48	15,37	15,28	15,23	15,22	15,22	15,23	15,28	15,37	15,48	15,65	15,91	16,28	16,85	17,79	19,11	20,79	30,47
25	31,34	21,42	19,64	18,80	17,80	17,16	16,76	16,50	16,31	16,19	16,10	16,05	16,03	16,03	16,05	16,10	16,19	16,31	16,50	16,76	17,16	17,80	18,80	19,64	21,42	31,34
26	32,80	22,44	20,57	19,64	19,11	18,69	18,24	17,93	17,72	17,57	17,49	17,43	17,39	17,39	17,43	17,49	17,57	17,72	17,93	18,24	18,69	19,11	19,64	20,57	22,44	32,80
27	35,39	24,30	22,44	21,41	20,80	20,46	20,27	20,13	20,04	19,98	19,94	19,91	19,91	19,91	19,94	19,98	20,04	20,13	20,27	20,46	20,80	21,41	22,44	24,30	35,39	
28	50,07	35,39	32,81	31,36	30,49	29,39	28,69	28,23	27,89	27,66	27,51	27,42	27,37	27,37	27,42	27,51	27,66	27,89	28,23	28,69	29,39	30,49	31,36	32,81	35,39	50,07

Grafik hubungan nilai ca dan k



Momen memanjang lantai dasar

Label/jarak	786	(tm)	802	(tm)	808	(tm)	831	(tm)	832	(tm)	840	(tm)
0	10,370	10,370	6,230	6,230	8,391	8,391	3,645	3,645	7,181	7,181	9,057	9,057
2,5	-11,504	11,504	-3,268	3,268	-2,565	2,565	-6,418	6,418	-2,128	2,128	-2,191	2,191
5	13,949	13,949	7,639	7,639	9,633	9,633	7,181	7,181	10,618	10,618	7,219	7,219
Label/jarak	787	(tm)	810	(tm)	804	(tm)	806	(tm)	829	(tm)	834	(tm)
0	8,580	8,580	8,101	8,101	8,802	8,802	2,983	2,983	8,470	8,470	8,470	8,470
2,5	-3,999	3,999	-8,068	8,068	-3,468	3,468	-7,378	7,378	-2,327	2,327	-2,327	2,327
5	14,865	14,865	2,983	2,983	7,223	7,223	6,964	6,964	6,548	6,548	6,548	6,548
Label/jarak	788	(tm)	813	(tm)	820	(tm)	827	(tm)	836	(tm)	839	(tm)
0	6,519	6,519	8,391	8,391	7,223	7,223	7,181	7,181	3,764	3,764	9,057	9,057
3,5	-12,890	12,890	-1,697	1,697	-7,607	7,607	-0,980	0,980	-4,653	4,653	-1,846	1,846
7	5,377	5,377	-3,524	3,524	-7,073	7,073	-5,006	5,006	-2,396	2,396	-6,461	6,461
Label/jarak	789	(tm)	816	(tm)	818	(tm)	822	(tm)	825	(tm)	838	(tm)
0	0,203	0,203	3,363	3,363	7,639	7,639	7,808	7,808	7,221	7,221	11,505	11,505
2,5	-3,292	3,292	-7,116	7,116	-2,337	2,337	-2,191	2,191	-6,681	6,681	-5,925	5,925
5	-4,500	4,500	6,230	6,230	8,802	8,802	11,507	11,507	3,645	3,645	-4,129	4,129
Label/jarak	790	(tm)	815	(tm)	819	(tm)	823	(tm)	824	(tm)	796	(tm)
0	-6,782	6,782	3,363	3,363	8,802	8,802	6,940	6,940	9,058	9,058	10,371	10,371
2,5	-7,930	7,930	-7,116	7,116	-3,267	3,267	-6,523	6,523	-2,191	2,191	-11,506	11,506
5	-9,628	9,628	6,230	6,230	7,223	7,223	-3,147	3,147	7,221	7,221	13,951	13,951

Momen melintang lantai dasar

Label/jarak	781	(tm)	782	(tm)	783	(tm)	784	(tm)	785	(tm)
0	9,630	9,630	12,172	12,172	13,091	13,091	14,992	14,992	14,735	14,735
2,5	-11,721	11,721	-7,170	7,170	-6,262	6,262	-7,169	7,169	-11,720	11,720
5	14,737	14,737	14,993	14,993	13,092	13,092	12,171	12,171	9,629	9,629
Label/jarak	809	(tm)	803	(tm)	807	(tm)	830	(tm)	833	(tm)
0	9,633	9,633	7,639	7,639	6,964	6,964	6,548	6,548	10,618	10,618
2,5	-3,556	3,556	-2,337	2,337	-3,556	3,556	-6,419	6,419	-5,380	5,380
5	6,963	6,963	7,640	7,640	9,633	9,633	3,645	3,645	-5,005	5,005
Label/jarak	811	(tm)	812	(tm)	805	(tm)	828	(tm)	835	(tm)
0	2,983	2,983	5,814	5,814	7,223	7,223	10,618	10,618	6,548	6,548
2,5	-7,637	7,637	-2,200	2,200	-7,115	7,115	-5,380	5,380	-6,418	6,418
5	8,102	8,102	1,735	1,735	3,363	3,363	-5,006	5,006	3,645	3,645
Label/jarak	814	(tm)	817	(tm)	821	(tm)	826	(tm)	837	(tm)
0	9,633	9,633	6,230	6,230	3,764	3,764	3,645	3,645	7,807	7,807
2,5	-3,556	3,556	-3,268	3,268	-6,681	6,681	-6,419	6,419	-2,191	2,191
5	6,963	6,963	8,802	8,802	7,221	7,221	6,548	6,548	9,057	9,057
Label/jarak	801	(tm)	800	(tm)	799	(tm)	798	(tm)	797	(tm)
0	3,363	3,363	14,404	14,404	16,237	16,237	23,042	23,042	13,951	13,951
2,5	-7,116	7,116	-11,506	11,506	-5,746	5,746	-11,570	11,570	-5,746	5,746
5	7,224	7,224	10,371	10,371	13,951	13,951	-10,421	10,421	16,237	16,237
Label/jarak	791	(tm)	792	(tm)	793	(tm)	794	(tm)	795	(tm)
0	9,629	9,629	12,171	12,171	13,092	13,092	14,993	14,993	14,737	14,737
2,5	-11,720	11,720	-7,169	7,169	-6,262	6,262	-7,170	7,170	-11,721	11,721
5	14,735	14,735	14,992	14,992	13,091	13,091	12,172	12,172	9,630	9,630

Perhitungan penulangan lentur

No	elemen Struktur	Lokasi	Mu	Mu	Mn	b	h	D	Senggang	Selimut	d	Rn
			Tm	Nmm	Nmm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	Mpa
1	Balok Induk (40/60)	Tumpuan	23,04247	226046631	251162923	400	600	20	13	40	537	2,903258476
		Lapangan	11,521235	113023315	125581462	400	600	20	13	40	537	1,451629238
2	Balok Anak (30/40)	Tumpuan	2,19899	21572092	23968991	300	400	16	9	40	343	0,905480275
		Lapangan	0,95666	9384834,6	10427594	300	400	16	9	40	343	0,393924829
3	Kolom (80/80)	Tumpuan	63,41993	622149513	691277237	800	800	25	13	40	734,5	2,135587674
		Lapangan	23,66006	232105189	257894654	800	800	25	13	40	734,5	0,796723246
4	Pondasi		133,868	1,313E+09	1,459E+09	1000	800	29	13	40	732,5	3,625991248

No	elemen Struktur	Lokasi	fy	fc	m	$\beta 1$	ρb	ρ_{max}	ρ_{max}	ρ_{min}	ρ_{min}	ρ	ρ_{pakai}	Atulangan	As
			Mpa	Mpa										mm2	mm2
1	Balok Induk (40/60)	Tumpuan	350	40	10,294118	0,7642857	0,0468915	0,025	0,03517	0,004518	0,004	0,008683092	0,008683	314,1593	1865,128
		Lapangan	350	40	10,294118	0,7642857	0,0468915	0,025	0,03517	0,004518	0,004	0,004240046	0,004518	314,1593	970,3675
2	Balok Anak (30/40)	Tumpuan	350	40	10,294118	0,7642857	0,0468915	0,025	0,03517	0,004518	0,004	0,002622485	0,004518	201,0619	464,8548
		Lapangan	350	40	10,294118	0,7642857	0,0468915	0,025	0,03517	0,004518	0,004	0,001132096	0,004518	201,0619	464,8548
3	Kolom (80/80)	Tumpuan	350	40	10,294118	0,7642857	0,0468915	0,025	0,03517	0,004518	0,004	0,00630638	0,006306	490,8739	3705,629
		Lapangan	350	40	10,294118	0,7642857	0,0468915	0,025	0,03517	0,004518	0,004	0,002303667	0,004518	490,8739	2654,506
4	Pondasi		350	40	10,294118	0,7642857	0,0468915	0,025	0,03517	0,004518	0,004	0,010980571	0,010981	660,5199	8043,268

No	elemen Struktur	Lokasi	n		As pasang
			buah		mm2
1	Balok Induk (40/60)	Tumpuan	5,936888	6	1884,956
		Lapangan	3,088776	4	1256,637
2	Balok Anak (30/40)	Tumpuan	2,311998	3	603,1858
		Lapangan	2,311998	3	603,1858
3	Kolom (80/80)	Tumpuan	7,549045	8	3926,991
		Lapangan	5,407716	6	2945,243
4	Pondasi		12,17718	13	8586,758

Lampiran 4

Momen Rib Settlement (Melintang)

Label/Lokasi	781		782		783		784		785	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	-26,6346	26,63456	-59,5701	59,57008	-35,46	35,46	40,18625	40,18625	116,5908	116,5908
2,5	-140,578	140,5785	17,97341	17,97341	29,97558	29,97558	-1,68591	1,68591	0,82948	0,82948
5	-91,2941	91,29412	-43,4283	43,42831	40,99656	40,99656	79,23317	79,23317	-43,3602	43,36024
Label/Lokasi	809		803		807		830		833	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	-14,2498	14,24984	35,27012	35,27012	63,59157	63,59157	35,18643	35,18643	44,95557	44,95557
2,5	-88,2026	88,20259	-22,1343	22,13432	-4,80352	4,80352	-22,2244	22,22442	-74,4551	74,4551
5	-49,8166	49,81664	2,80559	2,80559	8,16326	8,16326	2,74755	2,74755	-76,5436	76,54356
Label/Lokasi	811		812		805		828		835	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	38,20777	38,20777	138,5792	138,5792	122,0121	122,0121	138,5043	138,5043	-83,329	83,32903
2,5	-146,2879	146,2886	1,32894	1,32894	32,19834	32,19834	1,12766	1,12766	-175,184	175,1844
5	-160,219	160,2191	-13,2975	13,2975	50,3982	50,3982	-13,5508	13,55084	-106,088	106,0882
Label/Lokasi	814		817		821		826		837	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	31,85815	31,85815	28,00258	28,00258	124,4476	124,4476	27,73103	27,73103	31,51439	31,51439
2,5	-151,115	151,1151	-20,0523	20,05231	34,75008	34,75008	-20,2952	20,29521	-151,451	151,4511
5	-163,615	163,6151	33,98308	33,98308	52,92833	52,92833	33,81272	33,81272	-163,822	163,8216
		179,1024		138,5792		124,4476		138,5043		179,3723
Label/Lokasi	801		800		799		798		797	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	64,36411	64,36411	21,53521	21,53521	-17,9291	17,92905	-27,6493	27,64931	-15,4999	15,49987
2,5	3,76696	3,76696	-4,33198	4,33198	21,97863	21,97863	16,88688	16,88688	-89,7123	89,71225
5	-21,5884	21,58835	43,79726	43,79726	22,81571	22,81571	-22,1515	22,15153	-51,5746	51,57456
Label/Lokasi	791		792		793		794		795	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	-27,361	27,36096	-59,7261	59,72614	-34,85	34,85002	41,1261	41,1261	117,1137	117,1137
2,5	-140,494	140,4945	17,86177	17,86177	30,55525	30,55525	-0,52114	0,52114	1,45903	1,45903
5	-91,3254	91,32541	-42,8862	42,88616	41,93235	41,93235	79,96245	79,96245	-42,8205	42,8205

Momen Rib Settlement (Memanjang)

Label/Lokasi	786		802		808		831		832		840	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M	M
0	-18,4398	18,43984	-63,4836	63,48363	24,14372	24,14372	24,14925	24,14925	-63,4846	63,48456	65,8803	65,8803
2,5	-126,674	126,6741	-125,256	125,2558	-102,69	102,6901	-102,708	102,7082	-125,322	125,3225	-107,477	107,4767
5	-73,4186	73,41862	-79,6555	79,65545	-121,86	121,8596	-121,876	121,8756	-79,7017	79,70168	-110,812	110,8123
Label/Lokasi	787		810		804		806		829		834	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M	M
0	73,21342	73,21342	28,74426	28,74426	29,16065	29,16065	119,9711	119,9711	128,1027	128,1027	73,32184	73,32184
2,5	-17,3625	17,36251	0,3295	0,3295	8,82357	8,82357	27,42943	27,42943	20,77623	20,77623	-17,352	17,35202
5	27,99486	27,99486	43,9664	43,9664	47,6959	47,6959	10,78229	10,78229	3,46119	3,46119	28,07224	28,07224
Label/Lokasi	788		813		820		827		836		839	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M	M
0	226,2885	226,2885	224,8117	224,8117	196,6074	196,6074	193,2993	193,2993	224,9913	224,9913	219,7929	219,7929
3.5	-169,702	169,7015	-149,915	149,9154	-115,818	115,8176	-115,85	115,8497	-150,024	150,0239	-169,862	169,8616
7	219,5047	219,5047	218,7951	218,7951	193,253	193,253	196,6558	196,6558	218,9687	218,9687	226,5846	226,5846
Label/Lokasi	789		816		818		822		825		838	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M	M
0	139,2808	139,2808	24,05102	24,05102	115,9533	115,9533	115,9841	115,9841	24,06546	24,06546	139,5129	139,5129
2,5	-9,96906	9,96906	-7,14587	7,14587	24,35767	24,35767	24,36351	24,36351	-7,14659	7,14659	-9,93948	9,93948
5	-10,2988	10,29878	34,53377	34,53377	8,29457	8,29457	8,29628	8,29628	34,57368	34,57368	-10,2825	10,28247
Label/Lokasi	790		815		819		823		842		796	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M	M
0	64,78924	64,78924	-61,3514	61,35141	22,57171	22,57171	22,57653	22,57653	-1,4952	1,4952	74,4929	74,4929
2,5	-106,639	106,6394	-123,762	123,7619	-103,017	103,0174	-103,036	103,0358	0,54469	0,54469	33,2675	33,2675
5	-109,258	109,2579	-79,1198	79,11976	-121,601	121,6007	-121,617	121,6167	-0,49838	0,49838	-66,3057	66,3057

Momen Rib Konstruksi

Label/Lokasi	911		927		953		925		955	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	67,49421	67,49421	89,27237	89,27237	65,58294	65,58294	79,53022	79,53022	76,6221	76,6221
3,53553	-90,4327	90,43266	-60,2537	60,25371	-51,8736	51,87362	-49,5945	49,59453	-79,9318	79,93184
7,07107	-26,0263	26,02628	-33,1551	33,15512	4,52322	4,52322	-13,8171	13,81709	-40,3809	40,38088
Label/Lokasi	929		912		931		957		924	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	39,5175	39,5175	45,12932	45,12932	62,80793	62,80793	73,74636	73,74636	77,55323	77,55323
3,53553	-69,2211	69,22111	-25,6499	25,64994	-11,8226	11,82257	-15,0964	15,09636	-54,8508	54,85078
7,07107	-0,96277	0,96277	22,05662	22,05662	26,56379	26,56379	14,92774	14,92774	-6,00628	6,00628
Label/Lokasi	1020		947		913		932		963	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	-15,1104	15,11035	4,61064	4,61064	-0,66776	0,66776	5,75716	5,75716	-11,6341	11,63405
4,30116	-16,6964	16,69635	3,58979	3,58979	11,46011	11,46011	5,11715	5,11715	-16,7043	16,70426
7,1686	-30,5559	30,55586	-9,0185	9,0185	6,14186	6,14186	-8,62044	8,62044	-32,3848	32,38483
7,64651	-34,0611	34,06105	-12,2992	12,29916	4,20258	4,20258	-12,098	12,09799	-36,1927	36,19274
8,12442	-37,9054	37,90543	-15,919	15,919	1,92412	1,92412	-15,9147	15,91473	-40,3398	40,33984
8,60233	-42,0867	42,08668	-19,8757	19,87572	-0,69121	0,69121	-20,0683	20,06834	-44,8238	44,82381
Label/Lokasi	949		960		946		914		933	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	84,08879	84,08879	70,48253	70,48253	62,69142	62,69142	89,5526	89,5526	100,5465	100,5465
3,53553	-64,1533	64,15328	-16,3688	16,36884	-13,5421	13,54206	-18,8265	18,82647	-74,7998	74,79979
7,07107	-5,9953	5,9953	15,46296	15,46296	26,38571	26,38571	-9,2963	9,2963	-40,9817	40,98171
Label/Lokasi	1018		920		1016		935		915	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	76,28913	76,28913	79,92638	79,92638	65,2983	65,2983	52,43844	52,43844	71,66247	71,66247
3,53553	-79,0343	79,03431	-48,3729	48,37293	-51,4391	51,43912	-66,8268	66,82681	-86,1408	86,14078
7,07107	-41,4926	41,49258	-13,0757	13,07565	4,85795	4,85795	-1,42159	1,42159	-41,8217	41,82169

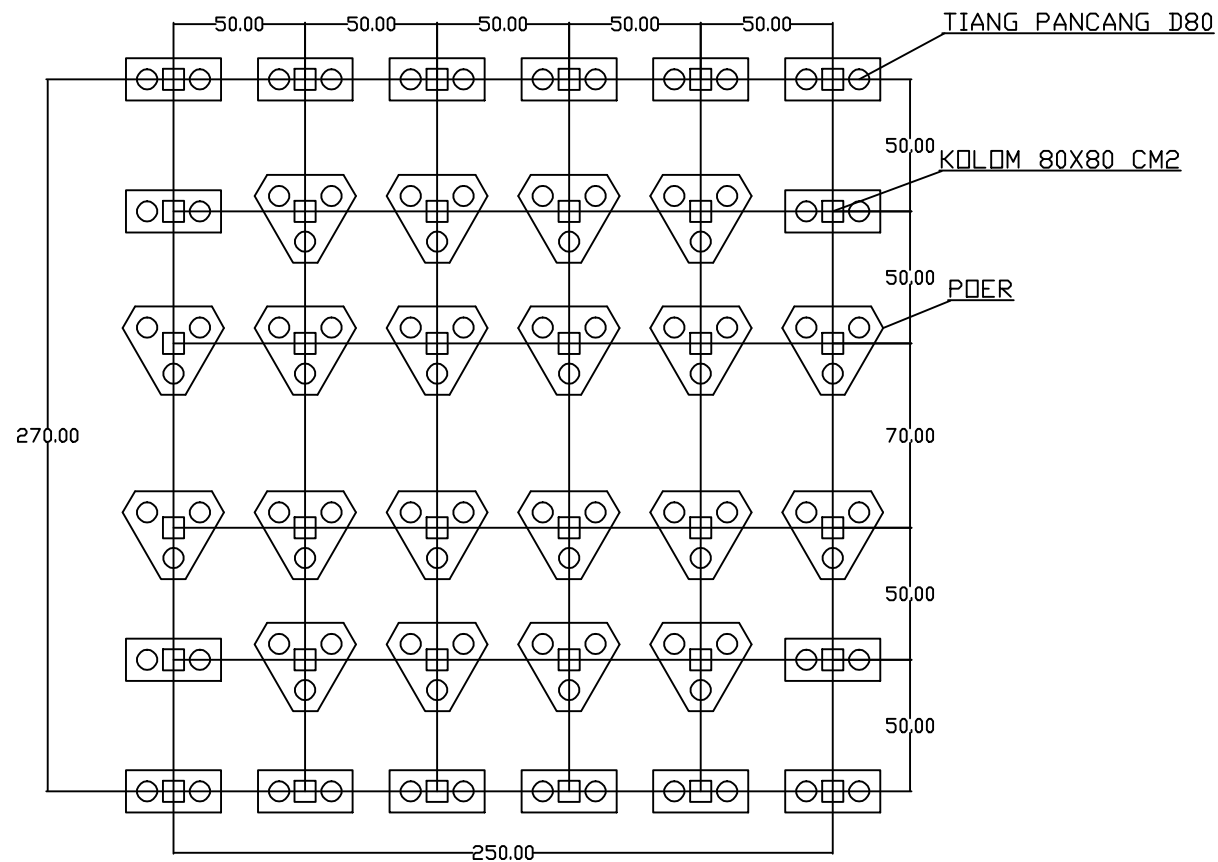
Label/Lokasi	906		926		954		916		916	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	76,60438	76,60438	79,55565	79,55565	65,55238	65,55238	79,55565	79,55565	67,57737	67,57737
3,53553	-79,765	79,76499	-49,0544	49,0544	-54,6466	54,64659	-49,0544	49,0544	-92,0801	92,08013
7,07107	-40,3304	40,3304	-13,7936	13,79364	4,54988	4,54988	-13,7936	13,79364	-26,0771	26,07707
Label/Lokasi	951		930		958		917		956	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	77,44281	77,44281	73,7603	73,7603	62,78205	62,78205	45,11522	45,11522	39,61614	39,61614
3,53553	-54,7645	54,76447	-15,0394	15,03939	-11,8209	11,82089	-25,6916	25,69162	-69,2917	69,29165
7,07107	-5,9294	5,9294	14,95402	14,95402	26,58255	26,58255	22,041	22,041	-1,00489	1,00489
Label/Lokasi	948		959		918		962		923	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	-11,5753	11,57532	5,76747	5,76747	-0,6924	0,6924	4,59856	4,59856	-15,1728	15,17282
4,30116	-16,6731	16,67308	5,14387	5,14387	11,46035	11,46035	3,56097	3,56097	-16,728	16,72797
7,64651	-36,1804	36,1804	-12,0591	12,05908	4,22069	4,22069	-12,3385	12,33854	-34,0714	34,07144
8,12442	-40,3306	40,33057	-15,8739	15,87385	1,94509	1,94509	-15,9601	15,9601	-37,9124	37,9124
8,60233	-44,8176	44,81761	-20,0255	20,0255	-0,66738	0,66738	-19,9185	19,91854	-42,0902	42,09023
Label/Lokasi	1019		919		961		922		964	
	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	M (tm)
0	45,74886	45,74886	89,53672	89,53672	67,57737	67,57737	76,14718	76,14718	84,20477	84,20477
3,97748	-71,7963	71,79629	-24,2038	24,20384	-89,1257	89,1257	-15,6204	15,62042	-65,8963	65,89626
7,07107	-3,33011	3,33011	-9,25507	9,25507	-26,0771	26,07707	12,69483	12,69483	-6,07264	6,07264
Label/Lokasi	950		1017		921		965		934	
	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M
0	71,64849	71,64849	88,76302	88,76302	65,32919	65,32919	79,90109	79,90109	53,97559	53,97559
3,53553	-86,0621	86,0621	-60,4756	60,47558	-51,4363	51,4363	-48,4394	48,43939	-81,7866	81,78663
7,07107	-41,7895	41,78954	-33,3756	33,37556	4,83132	4,83132	-13,0987	13,09871	-26,9649	26,96491

Penulangan KSL

No	elemen Struktur	Lokasi	Mu	Mu	Mn	b	h	D	Sengkang	Selimut	d	Rn	fy	fc	m
			Tm	Nmm	Nmm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	Mpa	Mpa	Mpa	
1	Balok Induk	Tumpuan	18,53957	181873182	202081313	400	600	19	13	40	537,5	2,331567339	350	40	10,294118
		Lapangan	11,49952	112810291	125344768	400	600	19	13	40	537,5	1,446198874	350	40	10,294118
2	Balok Anak	Tumpuan	16,83508	165152135	183502372	300	400	19	13	40	337,5	7,159976716	350	40	10,294118
		Lapangan	9,14572	89719513	99688348	300	400	19	13	40	337,5	3,889684055	350	40	10,294118
3	Kolom (80/80)	Tumpuan	50,25559	493007338	547785931	800	800	25	13	40	734,5	1,692294813	350	40	10,294118
		Lapangan	19,4102	190414062	211571180	800	800	25	13	40	734,5	0,653614469	350	40	10,294118
5	Rib Settlement (80/150)	Tumpuan	226,58464	2,223E+09	2,47E+09	800	1500	35	13	40	1429,5	2,014361416	240	40	7,0588235
		Lapangan	175,18435	1,719E+09	1,91E+09	800	1500	35	13	40	1429,5	1,557407401	240	40	7,0588235
6	Rib Konstruksi (30/150)	Tumpuan	100,5465	986361165	1,096E+09	300	1500	29	13	40	1432,5	2,373677297	240	40	7,0588235
		Lapangan	91,99842	902504500	1,003E+09	300	1500	29	13	40	1432,5	2,171876305	240	40	7,0588235

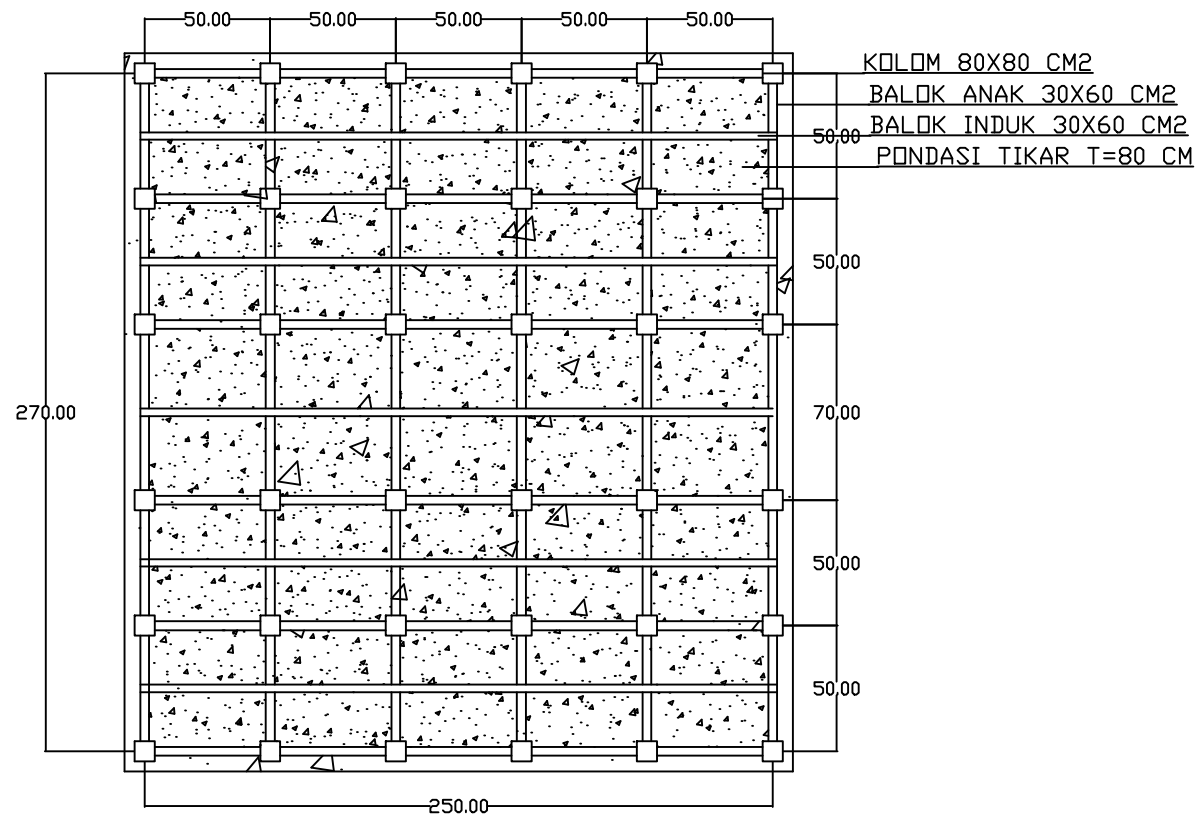
No	elemen Struktur	Lokasi	β_1	ρ_b	ρ_{max}	ρ_{max}	ρ_{min}	ρ_{min}	ρ	ρ_{pakai}	Atulangan	As	As min	n	
												mm2	mm2	mm2	buah
1	Balok Induk	Tumpuan	0,7642857	0,0742449	0,025	0,05568	0,004518	0,004	0,006907183	0,00690718	283,5287	1485,044	971,271	5,237721	6
		Lapangan	0,7642857	0,0742449	0,025	0,05568	0,004518	0,004	0,004223824	0,00451754	283,5287	971,271	971,271	3,425653	4
2	Balok Anak	Tumpuan	0,7642857	0,0742449	0,025	0,05568	0,004518	0,004	0,023236044	0,02323604	283,5287	2352,649	457,4009	8,297746	9
		Lapangan	0,7642857	0,0742449	0,025	0,05568	0,004518	0,004	0,011834223	0,01183422	283,5287	1198,215	457,4009	4,22608	5
3	Kolom (80/80)	Tumpuan	0,7642857	0,0742449	0,025	0,05568	0,004518	0,004	0,004961848	0,00496185	490,8739	2915,582	2654,506	5,939575	6
		Lapangan	0,7642857	0,0742449	0,025	0,05568	0,004518	0,004	0,001885774	0,00451754	490,8739	2654,506	2654,506	5,407716	6
5	Rib Settlement (80/150)	Tumpuan	0,7642857	0,1082738	0,025	0,08121	0,006588	0,0058333	0,008657724	0,00865772	962,1128	9900,973	7534,127	10,29087	11
		Lapangan	0,7642857	0,1082738	0,025	0,08121	0,006588	0,0058333	0,006645044	0,00664504	962,1128	7599,273	7534,127	7,898526	8
6	Rib Konstruksi (30/150)	Tumpuan	0,7642857	0,1082738	0,025	0,08121	0,006588	0,0058333	0,010262	0,010262	660,5199	4410,094	2831,227	6,676702	7
		Lapangan	0,7642857	0,1082738	0,025	0,08121	0,006588	0,0058333	0,009358603	0,0093586	660,5199	4021,859	2831,227	6,08893	7

(Halaman ini sengaja dikosongkan)



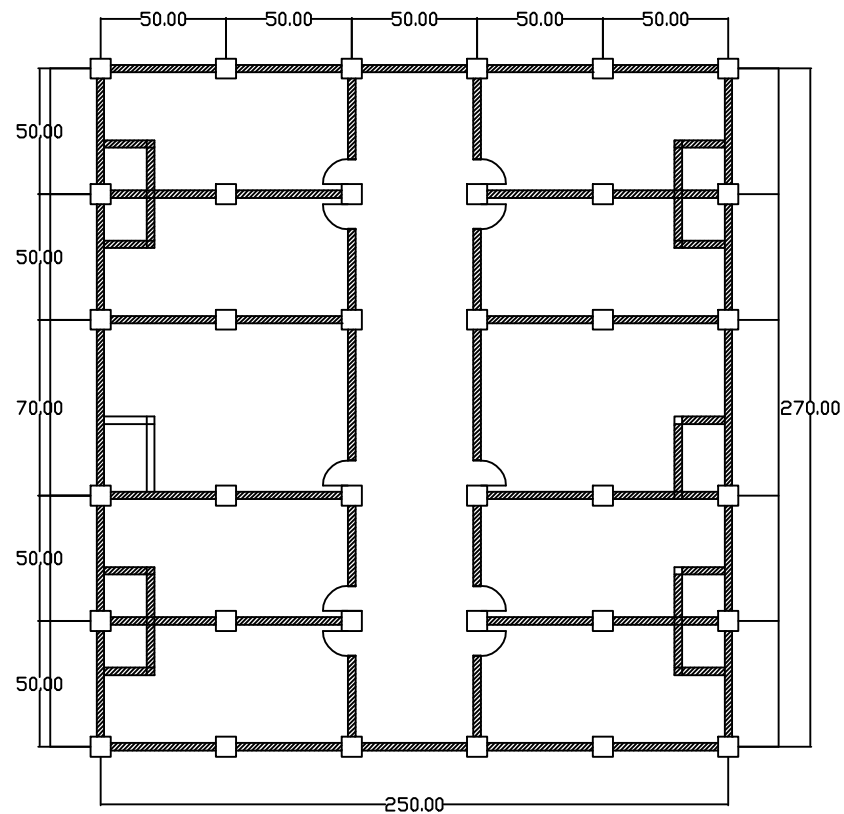
KONFIGURASI TIANG PANCANG
SKALA 1 : 250





KONFIGURASI PONDASI TIKAR
SKALA 1 : 250





DENAH LANTAI 2 S/D 10
SKALA 1 : 250



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
DISKUSI TEKNOLOGI INFRASTRUKTUR

ALTERNATIF PERENCANAAN TOWERS
PADA PERAWATAN AIR DI KAWASAN
KAWASAN GUNUNG ANTAR SURABAYA

DOKUMEN PERENCANAAN
Prof. Dr. Indrawati S. Mubandari M.Sc., PhD
Dr. Yudi Lantika ST. MT

TID

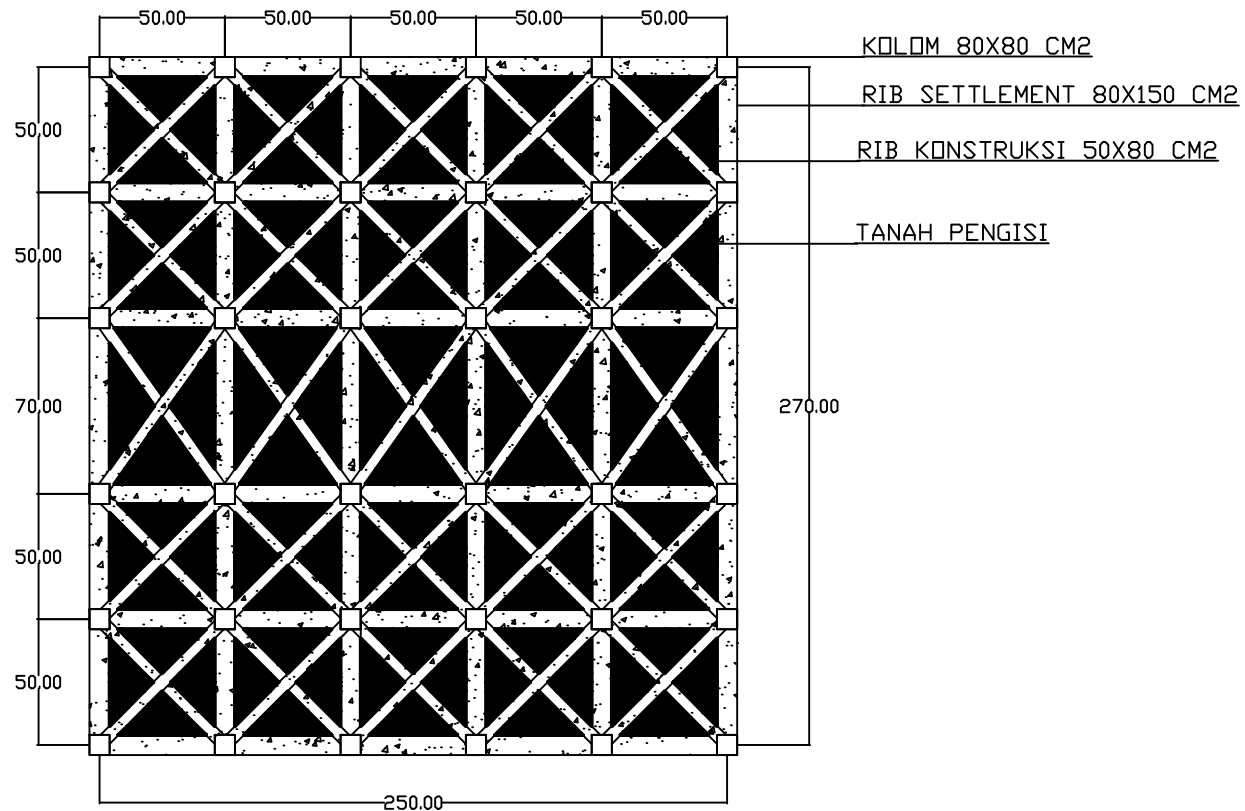
NO. GAMBAR

3

REVISI GAMBAR

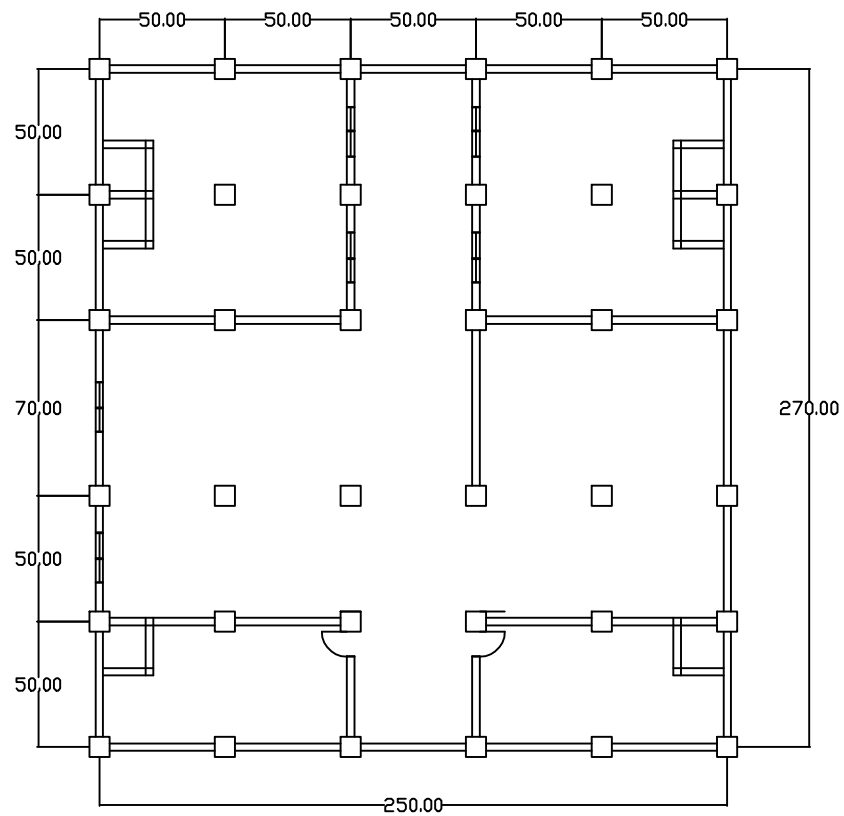
11

HUSNUL AINI
NRP : 5112100701



KONFIGURASI PONDASI SARANG LABA-LABA
SKALA 1 : 250





DENAH LANTAI 1
SKALA 1 : 250



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
DISKUSI TEKNOLOGI INFRASTRUKTUR

ALTERNATIF PERENCANAAN TONDOK
PADA PERBAHARUAN APARTEMEN DI
KAWASAN GURUD ANTAR SURABAYA

DOKUMEN PERENCANAAN
Tipe 1a, Pendamping 2, Member 1.1a, 1.1b
Dr. Yudi Lantika ST, MT

TID

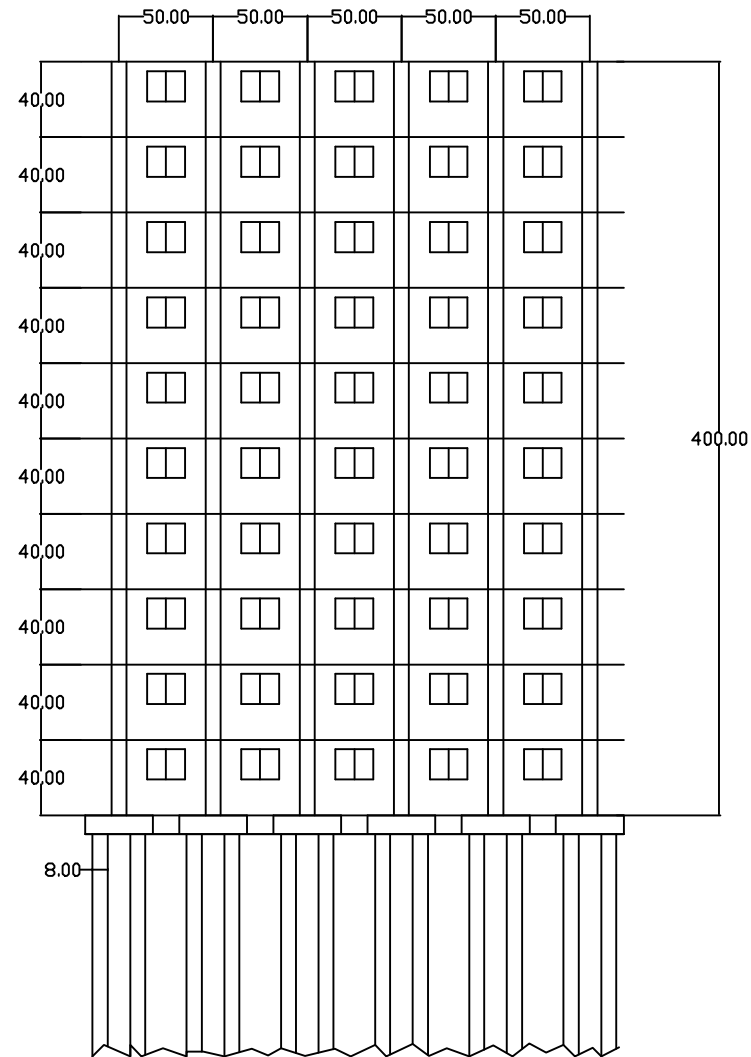
NO. GAMBAR

5

REVISI GAMBAR

11

HUSNUL AINI
NRP : 5112100701



POTONGAN MELINTANG PONDASI TIANG PANCANG

SKALA 1 : 333



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
REKAYATA TEKNOLOGI INFRASTRUKTUR

ALTERNATIF PERENCANAAN TONDASI
PADA PERBAHARUAN APARTEMEN DI
KAWASAN GURUG ANTAH SURABAYA

Dosen Pengampu:
Prof. Dr. Indrawati D. Mubandari M.Sc., PhD
Dr. Yudi Lantika ST. MT

TID

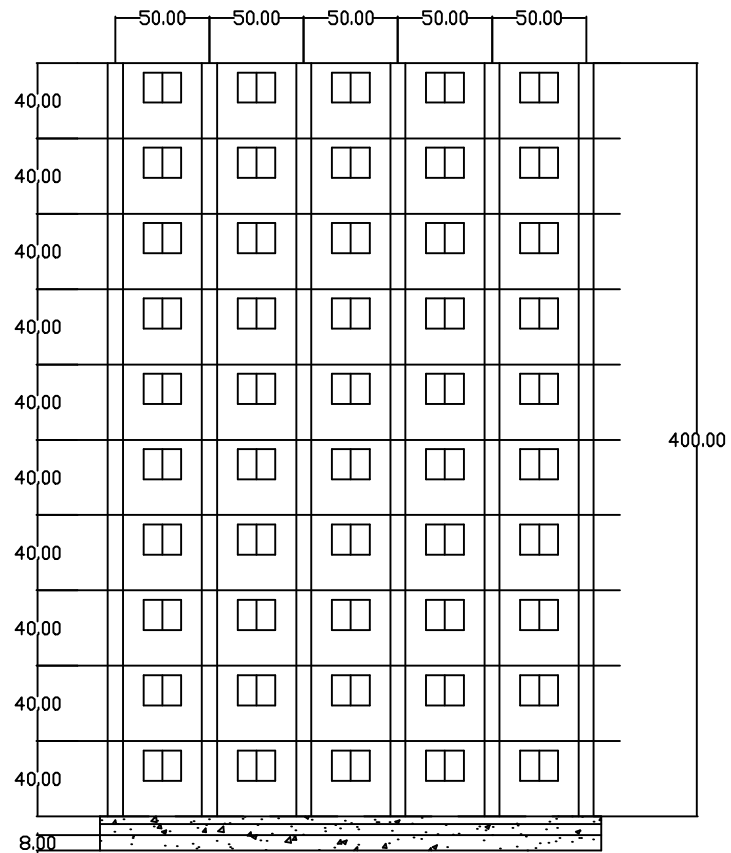
NO. GAMBAR

6

REK. GAMBAR

11

HUSNUL AINI
NRP : 5112100701



POTONGAN MELINTANG PONDASI TIKAR
SKALA 1 : 333



**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
BENIHOT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**

**ALTERNATIF PERENCANAAN TONDASI
PADA PERAWAHDAN ABATHEBENTH
KAWASAN GURUNG ANTAR SURABAYA**

**DOKUMEN PERAWAHDAN
Prof. Dr. Indrawati S. Mubandri M.Sc., PhD
Dr. Yudi Lantika ST. MT**

TID

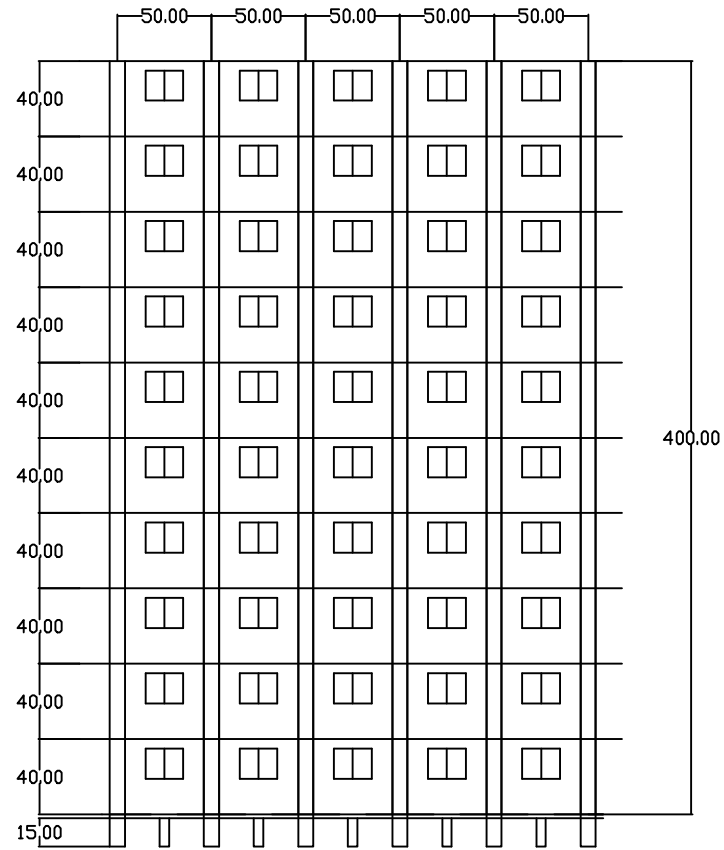
NO. GAMBAR

7

REK. GAMBAR

11

**HUSNUL AINI
NRP : 3112100701**



POTONGAN MELINTANG PONDASI KSL

SKALA 1 : 333



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
DISKUSI TEKNOLOGI INFRASTRUKTUR

ALTERNATIF PERENCANAAN TONDASI
PADA PERAWAHDAN ARSITEKTUR DI
KAWASAN GURUNG ANTAR SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING
Prof. Dr. Indrawati S. Mubandri M.Sc., PhD
Dr. Yudi Lantika ST. MT

TID

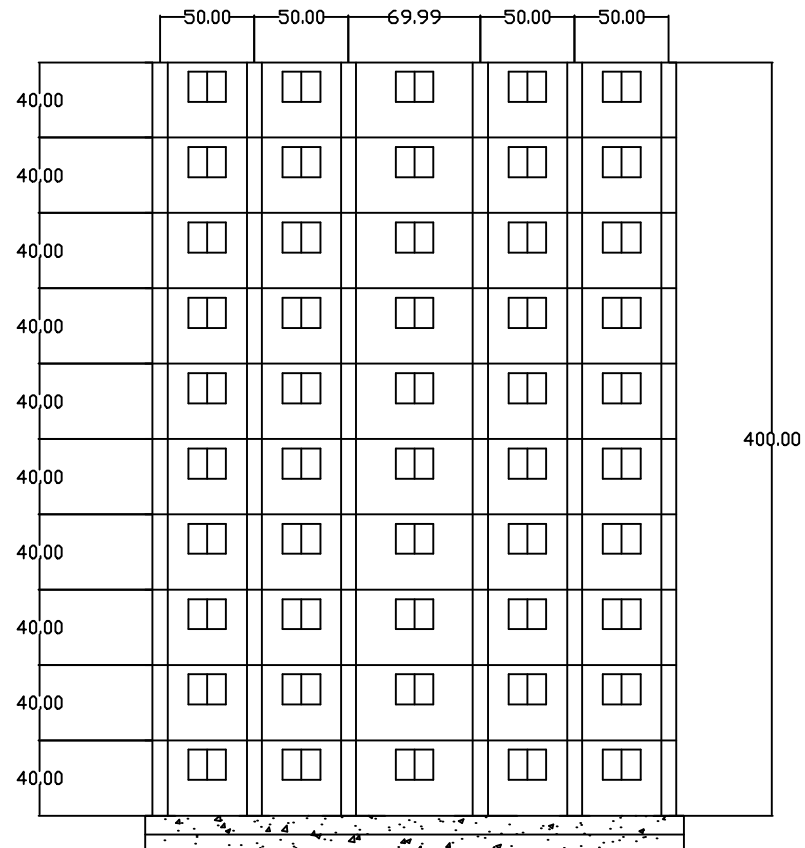
NO. GAMBAR

8

REVISI GAMBAR

11

HUSNUL AINI
NRP : 3112100701



POTONGAN MEMANJANG PONDASI TIKAR
SKALA 1 : 333



**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
BENIHUT TEKNOLOGI INFRASTRUKTUR**

**ALTERNATIF PERENCANAAN TONDAM
PADA PEREMBAHAN APARTEMEN DI
KAWASAN GURUG ANTAR SURABAYA**

**Dosen Pengampu
Prof. Dr. Indrawati R. Mubandri M.Sc, PhD
Dr. Yudi Lantika ST. MT**

TID

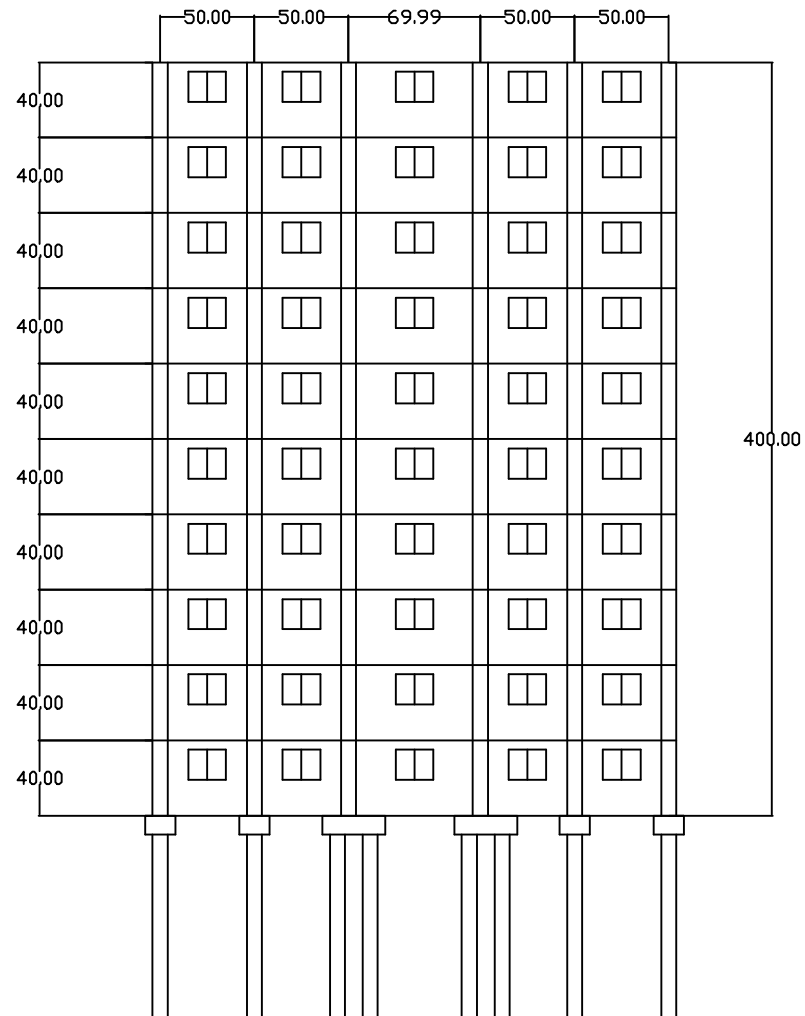
NO. GAMBAR

9

REK. GAMBAR

11

**HUSNUL AINI
NRP : 3112100701**



POTONGAN MEMANJANG PINDASI TIANG PANCANG

SKALA 1 : 333



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
DISKUSI TEKNOLOGI INFRASTRUKTUR

ALTERNATIF PERENCANAAN TONDOK
PADA PEREMBAHAN APARTEMEN DI
KAWASAN GUNUNG ANTAR SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING
Prof. Dr. Indrawati R. Mubandri M.Sc., PhD
Dr. Yudi Lantika ST. MT

TID

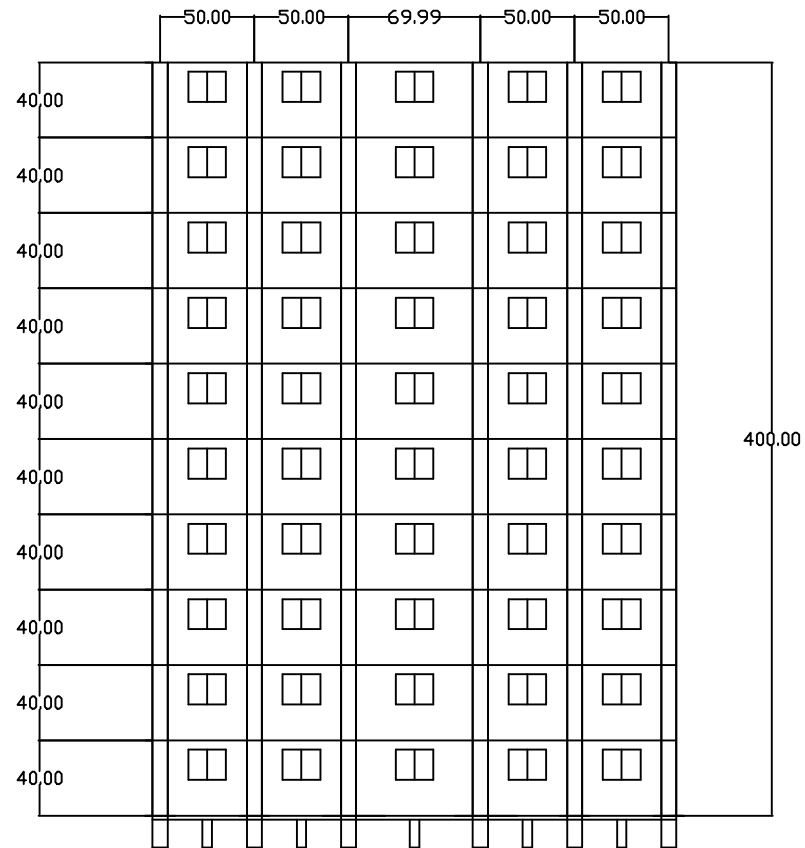
NO. GAMBAR

10

REVISI GAMBAR

10

HUSNUL AINI
NRP : 3112100701



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

ALTERNATIF PERENCANAAN TONDASI
PADA PERAMBANGAN APARTEMEN DI
KAWASAN GURUGANTAR SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING
Prof. Dr. Indrawati R. Mubandari M.Sc., PhD
Dr. Yudi Lantika ST. MT

TID

NO. GAMBAR

11

REVISI GAMBAR

11

HUSNUL AINI
NRP : 3112100701

BIODATA PENULIS



Penulis bernama lengkap Husnul Aini, lahir di Medan, tanggal 7 Januari 1995. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 069003 Kayu Manis Medan, MTS PP. Ar-Raudhatul Hasanah melanjutkan sekolah menengah di sekolah yang sama MAS PP. Ar-Raudhatul Hasanah. Lulus dari SMA, penulis kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2012 melalui jalur

PBSB dan terdaftar dengan NRP 3112100701. Penulis melanjutkan kuliah di kampus ITS dengan mengambil program studi geoteknik. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2017 dengan judul Tugas Akhir *“Alternatif Pondasi pada Perencanaan Pembangunan Apartemen 10 Lantai di Kawasan Gunung Anyar Surabaya”*.

Email : aini.0795@gmail.com